

Revista internacional de

Ingeniería de estructuras

Editores

**Alex H. Barbat
Roberto Aguiar**

Revista semestral

Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador

Revista internacional de Ingeniería de estructuras

EDITORES

Alex H. Barbat

E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España
e-mail alex.barbat@upc.es

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Superior Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador
e-mail raguair@espe.edu.ec

COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL

G. Ayala

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

R. Blázquez

E.T.S. I.C.C.P. Ciudad Real
Universidad de Castilla La Mancha
C/ Camilo José Cela s/n
13071 Ciudad Real

M. Blondet

Pontificia Universidad Católica
Lima, Perú

J. Bommer

Civil & Environmental Engineering
Imperial College
London SW7 2BU
Reino Unido

R. Boroschek

Dpto. de Ingeniería Civil
Universidad de Chile
Blanco Encalada 2120
Santiago, Chile

L. M. Bozzo

Dpto. de Ingeniería Mecánica y de la
Construcción Industrial
Universidad de Girona
Avda. Luis Santaló s/n
17071 Girona, España

J. A. Canas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales, y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

O. D. Cardona

Facultad de Ingeniería
Universidad de los Andes
Aptdo. 4976
Bogotá, Colombia

J. R. Casas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

F. J. Crisafulli

Facultad de Ingeniería, Universidad
Nacional de Cuyo
Casilla de Correos 405
Mendoza, 5500, Argentina

R. Danesi

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

L. Godoy

Dpto. de Estructuras, FCEFN,
Universidad Nacional de Córdoba
Casilla de Correo 916, Córdoba 5000,
Argentina

J. Grases

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

R. E. Klingner

Profesorado Phil M. Ferguson en la
Ingeniería Civil
Universidad de Texas, Austin
Texas 78712, U.S.A.

M. Lafuente

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

O. López

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

B. Luccioni

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

R. Meli

Centro Nacional de Prevención de
Desastres
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

E. Miranda

Dpto. of Civil and Environment
Engineering
Stanford University
Stanford, California, 94305-4020

S. Oller

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

M. Ordaz

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

M. N. Pavlovic

Department of Civil Engineering
Imperial College
London, SW7 2BU, U.K.

J. Rodellar

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

M. Romo

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Superior Politécnica del
Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador

S. E. Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

C. E. Ventura

Department of Civil Engineering
The University of British Columbia
CEMH Building, 2018 - 2324 Main
Mall
Vancouver, B.C. Canada V6T 1Z4

Revista Internacional de

Ingeniería de estructuras

Sumario

Volumen 7, número 1, 2002

Espectros de diseño sísmico para la ciudad de Medellín <i>Juan Diego Jaramillo</i>	1
Análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Warth mediante un método simplificado de estimación del daño <i>Consuelo Gómez Soberón, Sergio Oller y Alex Bardat</i>	21
Vulnerabilidad sísmica estructural y diseño del refuerzo sismorresistente de la Catedral Basílica de Manizales, Colombia <i>Omar Darío Cardona</i>	47
Inestabilidad de pórticos espaciales <i>Juan A. Ronda, Carlos A. Prato y Luis A. Godoy</i>	67
Evaluación de daño sísmico en los Países Bolivarianos. Sistema de computación CEINCI3 <i>Roberto Aguiar Falconi</i>	87

Revista semestral de la Escuela Superior Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador

ISSN 1390-0315

© 1996 ESPE, Quito, Ecuador

Espectros de diseño sísmico

para la ciudad de Medellín

Juan Diego Jaramillo

Departamento de Ingeniería Civil
Universidad EAFIT
A.A. 3300
Medellín, Colombia
E-mail: jjarami@eafit.edu.co

RESUMEN

Se discute en este artículo la forma que adoptan los espectros para diseño en la actual reglamentación para diseño sísmico en la ciudad de Medellín. En particular, se discute y proponen nuevas formas para la zona descendente de los espectros para diseño y control de daños, que adolecen de las mismos problemas que los espectros que se proponen en la actual norma colombiana NSR-98 y en las reglamentaciones actuales de muchos otros países del mundo.

En la zona descendente de los espectros para diseño, la reglamentación actual sobrestima sistemáticamente y de manera creciente con el periodo estructural el desplazamiento máximo esperado. Más grave todavía es que las normativas en discusión violan los principios de la dinámica estructural cuando postulan desplazamientos máximos del terreno infinitos.

ABSTRACT

The form that adopt spectra for seismic design, under current regulations in the city of Medellín, are discussed in this article. In particular, new forms are proposed and discussed for the descendent zone of service and design spectra, which suffer the same problems that spectra proposed under current NSR-98 Colombian regulation, and others from many other countries in the world.

In the current regulation, the descendent zone of the seismic spectra systematically exceed and, in an increasing way with the structural period, the maximum displacement expected. Even more serious is that current norms violate the principles of structural dynamics when they postulate infinite maxima displacements of land.

INTRODUCCIÓN

La norma colombiana NSR-98 para diseño sísmico de edificaciones, como muchas otras reglamentaciones alrededor del mundo, especifican el sismo para diseño a través de un espectro de diseño de pseudoaceleraciones. En el caso más general, este espectro, por simplicidad en su formulación, se ha dividido en tres partes: la zona de periodos bajos, definida a través de una recta que parte de la aceleración máxima esperada en la superficie del suelo y termina en la aceleración espectral máxima; la zona de periodos intermedios o periodos de amplificación máxima, definida por una constante que representa la aceleración espectral máxima especificada¹. La tercera rama, o rama descendente, tradicionalmente se ha especificado proporcional a $1/T^2$. En el Código Colombiano de Construcciones Sismo-resistentes de 1984 se propuso para α un valor de 2/3, que se cambió en la versión de 1998 de esta reglamentación a un valor de 1.0. Se podría decir que esta última versión es un poco menos conservadora que la anterior, pues se propone una caída más pronunciada del espectro de aceleraciones.

Por definición, los espectros de aceleraciones para diseño no representan el espectro de respuesta de aceleraciones de una serie de tiempo que pueda considerarse como el acelerograma de diseño, más bien se parece más, o se fundamenta en, lo que se ha llamado espectro de amenaza uniforme, que se define como el trazo que une las aceleraciones espectrales asociadas independientemente a cada periodo estructural con una probabilidad de excedencia definida, en un periodo de tiempo también definido. En otras palabras, el trazo que une las aceleraciones espectrales asociadas al mismo periodo de retorno, trabajando cada periodo estructural independientemente. Este espectro de amenaza uniforme se modifica un poco para simplificar sus trazos y para considerar en algunos casos incertidumbres provenientes del cálculo del periodo estructural de la edificación.

De la definición de espectros de diseño se desprende que, como un todo, no mirando cada periodo estructural independientemente, la energía total involucrada bajo ese trazo supera creces la energía total, como medida de la intensidad del sismo, que se calcularía suponiendo la misma probabilidad de excedencia y en el mismo periodo de tiempo usados para el cálculo del espectro de amenaza uniforme. En otras palabras, el espectro de amenaza uniforme se puede ver como la envolvente de los espectros producidos por los sismos “máximos creíbles” de cada una de las sismofuentes que afectan el sitio en estudio. Esta última definición debe tomarse únicamente como ilustrativa, pues rigurosamente no es claro ni el procedimiento para efectuar el cálculo descrito ni la definición de “sismo máximo creíble”.

Si cada edificación se pudiera asociar estrictamente a un sistema de un solo grado de libertad, no como la combinación de varios de ellos, la sobre-estimación descrita en los espectros que para diseño estamos utilizando no tendría ninguna incidencia, y es sobre este supuesto que se basa la metodología descrita para la obtención de los espectros de diseño. En general, aunque cualquier sistema se representa como la combinación de varios sistemas de un solo grado de libertad, uno de ellos, llamado el fundamental, participa en una proporción mucho mayor que los demás en la respuesta final del sistema. Es claro que mientras más alta sea la participación del modo fundamental, más justificable es el procedimiento descrito para la obtención del espectro de diseño. En los casos en que esta premisa no se cumpla, se obtiene un sobre diseño que, hasta donde se sabe, es sano, dado que estos casos normalmente ocurren en edificaciones con asimetrías en planta :

¹ En algunas reglamentaciones, como es el caso de Colombia en su espectro de diseño, por simplicidad esta zona plana se inicia desde el periodo nulo ($T=0.0$).

elevación, que generan concentraciones de esfuerzos y otras medidas de la respuesta estructural en algunas zonas, que no están completamente previstas en las metodologías que para diseño se usan.

Después de esta breve descripción de los espectros de diseño y la justificación del procedimiento que actualmente se sigue para estimarlos, volvamos un poco sobre las formas simplificadas propuestas y lo que estas significan a la luz de la Dinámica Estructural. De acuerdo con las formas descritas, el espectro de diseño queda completamente definido en términos de cinco parámetros: la aceleración máxima a nivel de la superficie del suelo, $A_{\max}$, la aceleración espectral máxima, $S_{a_{\max}}$, el primer periodo de quiebre del espectro, T_1 , que define la zona de periodos bajos, el segundo periodo de quiebre del espectro, T_2 , que define el final de la meseta de amplificación máxima, y el exponente, α , que define la forma de la caída del espectro. En la figura 1 se muestra esta forma espectral y los parámetros que la definen.

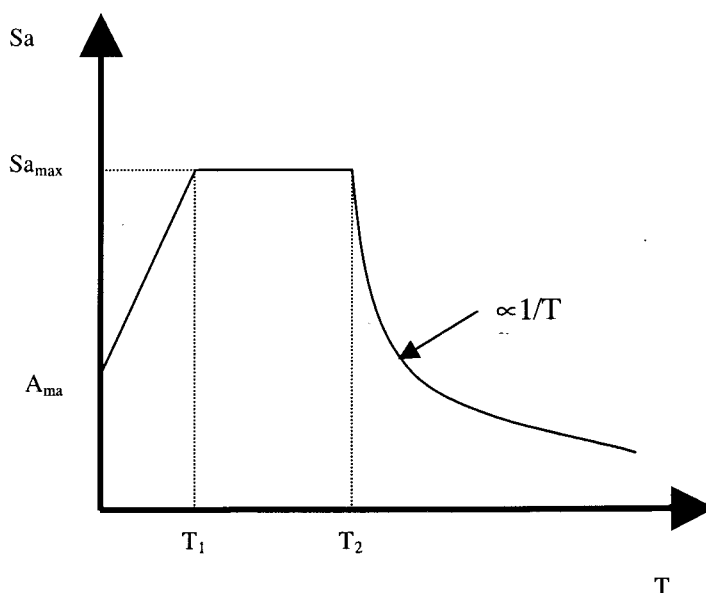


Figura 1 Forma del espectro de aceleraciones para diseño

El argumento que ha impuesto la definición del parámetro α , que controla la caída del espectro, parece estar asociado a la mayor seguridad que se le debe dar a las estructuras de periodos altos, que generalmente representan las grandes obras de la ingeniería como son los edificios altos, puentes, etc.

En cuanto a las caídas que presentarían los espectros de amenaza uniforme, que sería lo estrictamente correcto hacer, se considera que hasta el momento en el país no hay leyes de atenuación confiables en la zona de periodos altos. Para conseguir las es necesario filtrar y corregir cuidadosamente los acelerogramas, como se expone más adelante, antes de hacer regresiones sobre las ordenadas de los espectros de respuesta de estos registros. La otra alternativa es a través del uso

de leyes de atenuación basadas en modelos físicos de atenuación de las ondas y en función de unos cuantos parámetros. Este último tipo de leyes de atenuación está menos expuesto a la intromisión de componentes de frecuencia espurias producto de la electrónica de los registradores, lo que las hace más apropiadas para la estimación de espectros de amenaza uniforme en la zona de periodos altos.

Aunque ya se mencionó que los espectros para diseño no son exactamente iguales a los espectros de respuesta de acelerogramas de diseño, las formas espectrales calculadas de acelerogramas registrados, cuidadosamente filtrados, se asemejan a las formas espectrales de diseño, con trazos más suaves y envolventes, estos últimos, que permiten decidir sobre los rangos de valores de algunos de los parámetros que definen los espectros de diseño. Por lo tanto, es sensato calcular α ajustando los espectros de diseño a formas espectrales propuestas de espectros de respuesta calculados de sismos registrados¹. Al hacerlo resulta claro que los valores hasta ahora propuestos nada tienen que ver con lo que se presenta en la realidad. Las caídas de los espectros de respuesta de sismos registrados son en todos los casos mucho más pronunciadas que lo que hasta ahora se ha propuesto en el reglamento nacional, por ejemplo. No se ve, entonces, ningún otro argumento diferente al de la seguridad de estructuras de periodos altos, mencionado antes, que justifique los valores hasta ahora propuestos para el parámetro α que define la caída de los espectros de diseño.

El interés repentino por tratar de encontrar un mejor ajuste al parámetro α que define la caída del espectro de diseño no es caprichoso: obedece a razones de más fondo que la simple meticulosidad en la forma espectral propuesta para diseño. En la reglamentación de 1984 se introdujo el control de derivas como componente fundamental en el diseño sismo-resistente de edificaciones, obligando al cálculo de los desplazamientos de la estructura. Este cálculo no es novedoso en sí, es el resultado, que juega un papel importante en el diseño de la estructura. La última versión de la reglamentación para diseño sísmico de edificaciones, la Norma NSR-98, tratando de controlar más los daños a elementos no estructurales adheridos a la estructura, volvió más estricto el control de las derivas, reduciendo sustancialmente el límite permitido para éstas. Los calculistas coinciden en que actualmente, para la mayoría de las estructuras, el control de derivas es el estado límite que define la geometría y disposición de los elementos estructurales dentro de la edificación. De acuerdo con lo anterior, resulta que para el diseño como lo concibe hoy la Norma NSR-98, es fundamental una estimación muy precisa de los desplazamientos que tendría la estructura cuando esta se vea sometida a los sismos de diseño y control de daños.

En la figura 2 se muestran los desplazamientos máximos que tendría un sistema de un grado de libertad cuando la respuesta estructural está especificada en términos del espectro de respuesta de pseudoaceleraciones (espectros de diseño) propuestos en las dos versiones que ha tenido la norma para diseño sismo-resistente en Colombia. En otras palabras, se muestran los espectros de desplazamiento con base en los espectros de diseño. Para efectos de comparación, se supone que el único cambio que sufrieron los espectros de diseño entre las dos versiones es en el exponente 2 . Igualmente, se incluye con un trazo punteado un espectro de desplazamiento que sigue los principios de la dinámica estructural: el desplazamiento espectral es asintótico al desplazamiento máximo del terreno, a medida que aumenta el periodo estructural.

¹ Más adelante se presentan ejemplos de estos ajustes realizados para la Microzonificación Sísmica de Medellín

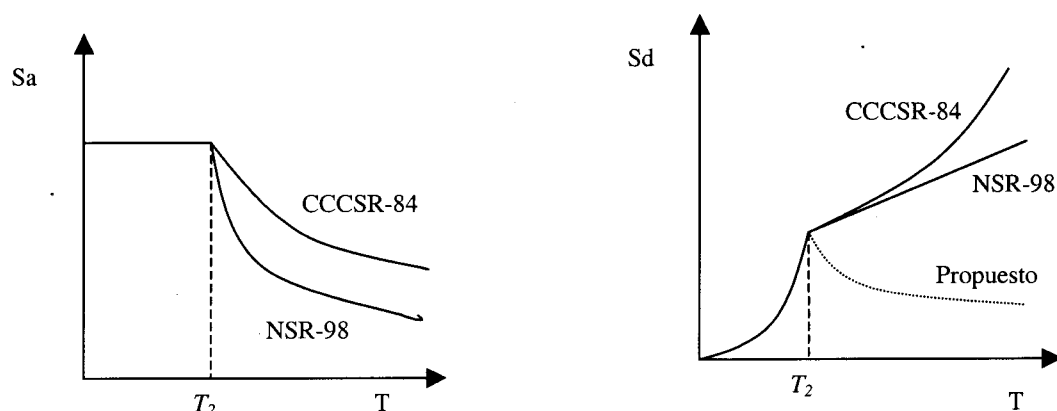


Figura 2 Espectros de diseño propuestos en las normas colombianas para diseño sísmico y los espectros de desplazamiento asociados

Es claro de la figura 2, que a partir del periodo de quiebre T_2 , la reglamentación anterior y la actual sobrestiman sistemáticamente y de manera creciente con el periodo estructural, el desplazamiento máximo esperado. Más grave todavía es que las normativas en discusión violan los principios de la dinámica estructural cuando postulan desplazamientos máximos del terreno infinitos.

Esta discrepancia notable es evidente en toda su dimensión ahora que el cálculo de los desplazamientos es crucial en el diseño sismo-resistente de edificaciones debido a los estados límite que establece la norma. Si el diseño estuviese enteramente controlado por la resistencia, dictada por el espectro de pseudoaceleraciones, el impacto sería mucho menor debido a que las aceleraciones de diseño decrecen con el periodo, aunque se estarían igualmente sobre-estimando sistemáticamente éstas en la zona descendente del espectro.

En lo que sigue y fundamentado en trabajos similares en otras partes del mundo y en los acelerogramas registrados hasta ahora por la Red Acelerográfica de Medellín, se plantean nuevas formas espectrales, específicamente para la zona descendente del espectro, en cada una de las zonas homogéneas en cuanto a respuesta sísmica que define la microzonificación sísmica de Medellín.

ANTECEDENTES

Bommer y Elnashai, 1999, por las mismas razones que impulsan este trabajo: aceleraciones espectrales para diseño que producen desplazamientos crecientes en función del periodo estructural, proponen espectros de desplazamiento para diseño sísmico basados en un conjunto de acelerogramas registrados en Europa. Su trabajo está dirigido a la definición de leyes de atenuación sobre las ordenadas del espectro de desplazamiento, que les permite deducir espectros de desplazamiento para diseño sísmico. Las formas espectrales deducidas siguen los principios de la dinámica estructural: el desplazamiento espectral es asintótico al desplazamiento máximo del terreno a medida que aumenta el periodo estructural.

Es importante destacar del trabajo de Bommer y Elnashai el procedimiento seguido para filtrar los acelerogramas de tal forma que resulten espectros confiables en la zona de periodos altos: Cada registro se hizo pasar por un filtro pasa-bajos iniciando en un periodo de corte de 15s y disminuyendo éste, dependiendo de los resultados conseguidos, a 10s, 7s, o 5s. Para cada periodo de corte se realizó una doble integración para encontrar los registros de velocidad y desplazamiento con el objeto de decidir, basados en la apariencia de estas trazas, la credibilidad del registro de aceleración del que provenían. Cuando los registros de velocidad y desplazamiento no mejoraban sustancialmente en comparación con el periodo de corte anterior, se suspendía el proceso y se tomaba el registro de aceleración pasado por el último filtro como el creíble para seguir el proceso. De 183 registros de aceleración triaxiales seleccionados para el estudio solo 123 fue posible integrar hasta un periodo de 3.0 s.

Tolis y Faccioli, 1999, realizaron un trabajo muy similar al de Bommer y Elnashai con el objetivo, nuevamente, de proponer espectros de desplazamiento para diseño sísmico. La propuesta final resultante es muy semejante a la de Bommer y Elnashai solo que con trazos más simples y suaves.

Ordaz, Miranda y Avilés, 2000, mantienen la idea de espectros de diseño de aceleración, pero proponen una modificación a la rama descendente de estos espectros, de tal manera que los espectros de desplazamiento o los desplazamientos máximos estructurales que se calculen a partir de estos sean creíbles y se mantengan dentro de los principios de la Dinámica Estructural. La idea propuesta por Ordaz y colaboradores en el artículo de la referencia, con una pequeña modificación, es la que se adopta en este trabajo.

Igual que los autores del artículo mencionado en el párrafo anterior, el autor considera que, al menos por el momento, se debe mantener la idea de espectros de diseño de aceleración, simplemente modificándolos para ajustarlos a los requerimientos actuales de las nuevas estrategias de diseño. Solo hasta que el método de diseño por desplazamientos esté ampliamente aceptado por la comunidad y sea adoptado como metodología, al menos alternativa, en las normas para diseño sísmico de edificaciones, se debe proponer este tipo de espectros. El autor también considera que el cambio de estrategia de diseño a lo sumo reduce las incertidumbres inherentes al proceso de diseño y puede también ayudar a la comprensión del fenómeno físico que se enfrenta, pero si se respetan los principios de la física, como hasta ahora se ha venido haciendo, los resultados finales no deben cambiar sustancialmente.

PROPUESTA

Se propone en este trabajo modificar la forma de la rama descendente de los espectros de aceleraciones para diseño, de manera que los desplazamientos espectrales que se calculen a partir de estos sean creíbles y se mantengan dentro de los principios de la Dinámica Estructural.

Como se menciona en la introducción, la rama descendente tradicionalmente se ha especificado proporcional a $1/T^\alpha$. En el Código Colombiano de Construcciones Sismo-resistentes de 1984 se propuso para α un valor de 2/3, que se cambió en la versión de 1998 de esta reglamentación a un valor de 1.0. Esta forma resulta en un espectro de desplazamientos en la zona descendente del espectro, proporcional a $T^{2-\alpha}$, que significa que para cualquier valor de α menor que 2 se tiene un espectro de desplazamientos monótonamente creciente con el periodo, que viola el principio de que

para periodos altos el desplazamiento espectral debe tender asintóticamente al desplazamiento máximo del terreno.

Se propone, entonces, para la rama descendente del espectro de diseño la siguiente forma funcional:

$$Sa = Sa_{max} \left[k + (1-k) \left(\frac{T_2}{T} \right)^\gamma \right] \left(\frac{T_2}{T} \right)^2 \quad (1)$$

donde:

- Sa_{max} : Aceleración espectral máxima (ver figura 1)
- T_2 : Segundo periodo de quiebre del espectro (ver figura 1)
- k : Parámetro
- γ : Parámetro

El espectro de desplazamiento, Sd , que se deduce de esta expresión sería:

$$Sd = \frac{Sa}{w^2} = \frac{Sa \cdot T^2}{4\pi^2} \quad (2)$$

$$Sd = Sd_{max} \left[k + (1-k) \left(\frac{T_2}{T} \right)^\gamma \right] \quad (3)$$

donde el desplazamiento espectral máximo, Sd_{max} , es igual a:

$$Sd_{max} = \frac{Sa_{max} \cdot T_2^2}{4\pi^2} \quad (4)$$

El parámetro k tiene un significado físico claro, es la relación entre el desplazamiento máximo del terreno, D_{max} , y el desplazamiento espectral máximo, Sd_{max} .

$$D_{max} = \lim_{T \rightarrow \infty} (Sd) \quad (5)$$

$$k = \frac{D_{max}}{Sd_{max}} \quad (6)$$

El parámetro γ define la forma en que cae el espectro de desplazamiento entre el desplazamiento espectral máximo, Sd_{max} , y el desplazamiento máximo del terreno, D_{max} . Si γ es igual a cero, que es el caso extremo, el espectro de desplazamiento es plano a partir de T_2 e igual a Sd_{max} . En este caso, el espectro de aceleraciones Sa es inversamente proporcional a T^2 , que ya es bastante diferente a lo que actualmente define la norma. En general, y especialmente en depósitos de suelos blandos, los

espectros de desplazamiento muestran un pico bien definido en el periodo fundamental del depósito de suelo y a partir de este caen, más fuertemente al principio y suavemente al final, al desplazamiento máximo del terreno, D_{max} . Esta caída fuerte al principio está controlada por el parámetro γ , y a medida que el periodo T aumenta se convierte en kSd_{max} .

La expresión que se propone para la rama descendente de los espectros de diseño (ecuación 1), en términos de dos parámetros, γ y k , en contraste con el tradicional α , permite representar las diferentes formas de los espectros de desplazamiento encontradas sin complicaciones adicionales y sin un aumento grande de parámetros.

METODOLOGÍA

Los parámetros Sa_{max} y T_2 que definen los espectros de diseño de cada una de las microzonas sísmicas de la ciudad de Medellín se mantienen, es decir, no son objeto de los ajustes que se implementan en este trabajo. Quedan entonces por ajustar solo los parámetros γ y k , que definen la forma de caída en la zona descendente de los espectros de diseño.

Como se mencionó en la introducción, aunque los espectros de diseño no corresponden a espectros de respuesta de “acelerogramas de diseño”, para tener una idea de los valores que adoptan γ y k en espectros de respuesta de registros reales, que sirvan de base para ajustar los espectros de diseño, se estimaron estos dos parámetros para todos los acelerogramas registrados hasta ahora por la Red Acelerográfica de Medellín, RAM.

El procedimiento adoptado en este trabajo para procesar los acelerogramas registrados por la RAM es enteramente similar al descrito por Bommer y Elnashai en el trabajo referenciado. De 441 acelerogramas horizontales, solo 335 fue posible integrar satisfactoriamente luego de aplicar filtros pasa bajos con periodos de corte mayores a 5s. Este rechazo tan grande está asociado con las bajas intensidades hasta ahora registradas por la red; las aceleraciones máximas registradas oscilan entre 2 cm/seg² y 10 cm/seg². En estos casos, la proporción de ruido en la señal registrada es considerable.

El parámetro k se estimó en cada caso de acuerdo con la ecuación 6, en donde el desplazamiento máximo del terreno, D_{max} , se leyó del registro de desplazamientos calculado, después de efectuar una doble integración del registro de aceleraciones. El desplazamiento espectral máximo se leyó como la ordenada máxima del espectro de desplazamientos, y se acompañó esta lectura del periodo T_2 , en el cual se presentaba.

El parámetro γ se estimó a través de una regresión lineal de la ecuación 3, usando los valores de k , Sd_{max} y T_2 hallados en el paso anterior. En cada regresión se tomaron pares de valores Sd a partir de T_2 y hasta un periodo 0.1s por debajo del periodo de corte final del registro.

RESULTADOS

ESTACIÓN	N	$\bar{k}$	σk	$\bar{\gamma}$	$\sigma \gamma$
EAU (1)	2	0.37	0.05	1.04	0.04
SPE (1)	13	0.33	0.08	1.78	0.32
FMI (1)	12	0.37	0.06	1.54	0.63
ECC (2)	11	0.30	0.07	1.43	0.49
MAN (3)	29	0.22	0.05	1.59	0.49
POL (3)	3	0.32	0.09	1.80	0.35
UDM (3)	16	0.34	0.07	1.27	0.31
ISJ (5)	1	0.36	-	1.18	-
UNA (5)	1	0.26	-	1.81	-
UEA (6)	14	0.31	0.06	1.27	0.38
COM (8)	3	0.29	0.07	1.74	0.12
SOL (8)	10	0.32	0.06	1.20	0.31
EVH (8)	12	0.31	0.06	1.69	0.47
CSJ (10)	12	0.33	0.05	1.53	0.35
EMO (10)	9	0.32	0.07	1.66	0.62
EVT (10)	9	0.32	0.06	1.44	0.50
LIC (11)	2	0.31	0.04	1.52	0.27
SEM (12)	30	0.26	0.05	1.54	0.28
ISA (13)	5	0.37	0.09	1.62	0.29
EET (13)	24	0.32	0.06	1.46	0.46
ESE	8	0.34	0.16	1.33	0.49
ITM	1	0.39	0.10	0.99	0.12

Tabla 1 Valores medios y desviaciones de k y γ encontrados para cada una de las estaciones de la RAM

En la tabla 1 se presentan las estaciones acelerográficas y el número de la microzona sísmica correspondiente, el número de registros integrables de cada estación, N , y los valores medios y las desviaciones de k y γ , encontrados.

El parámetro k oscila entre 0.22 y 0.39, con desviaciones para cada estación del orden de 0.06, lo que habla muy bien de la estabilidad de este parámetro. El parámetro γ oscila entre 0.99 y 1.80, con desviaciones del orden de 0.50, lo que lo hace un parámetro menos estable que el anterior.

En algunos registros, aunque se consideró que el proceso de integración cumplió con los requisitos establecidos en el procedimiento para procesamiento de los registros, el periodo T_2 , donde se presenta el desplazamiento espectral máximo, está considerablemente alejado del que se reporta en la literatura como periodo fundamental de vibración del depósito de suelo en el sitio. Lo anterior significa que estos registros presentan contribución considerable de aceleración en periodos altos. La presencia de aceleraciones en estos periodos puede provenir de efectos regionales, que se descartan porque solo unos cuantos registros lo muestran, y deberían mostrarlo, si no todos los registros, si la mayoría de ellos. Una explicación más creíble es que estas componentes de aceleración en periodos altos provienen directamente de las fuentes sismogénicas.

Una mirada más detallada a estos registros, que son los mismos en todas las estaciones, coinciden en el hecho de que todos provienen de fuentes profundas, especialmente de la zona de Benioff del Viejo Caldas. Esta particularidad hace pensar que efectivamente el fenómeno descrito es real y debe tenerse en cuenta.

Si se considera que el desplazamiento espectral en estos periodos altos alcanza el mismo nivel que el desplazamiento espectral en el periodo fundamental del sitio, hipótesis razonablemente conservadora, y además, se consideran los porcentajes de participación de la zona de Benioff del Viejo Caldas en la amenaza sísmica de Medellín para las intensidades de diseño y control de daños, es posible estimar el periodo de las ondas hasta las cuales se cubre con cada parámetro γ .

En los resultados que se presentan a continuación, se considera que el periodo fundamental del sitio coincide con el periodo T_2 que especifica la microzonificación sísmica de Medellín para cada una de las zonas. Igualmente, se considera, basados en el estudio de amenaza sísmica del proyecto de microzonificación sísmica de Medellín, que los porcentajes de participación de la zona de Benioff del Viejo Caldas en la amenaza sísmica de Medellín son de 33% y 40% para las intensidades de control de daños y de diseño, respectivamente. Finalmente, se considera en este cálculo un parámetro k igual a 0.30, que aunque no es el menor reportado en la tabla 1, sí puede considerarse como su límite inferior, que es el que hace más desfavorable este cálculo. Más adelante se concreta esta propuesta.

ZONA	Sa_{max}	T_2	Sd_{max}	T cubierto		
				$\gamma=1.50$	$\gamma=1.00$	$\gamma=0.50$
1	0.70	0.60	6.26	2.20	4.20	29.40
2	0.80	0.40	3.18	1.46	2.80	19.60
3	0.80	0.70	9.74	2.56	4.90	34.30
4	0.50	0.65	5.25	2.38	4.55	31.85
5	0.60	0.60	5.37	2.20	4.20	29.40
6	0.50	0.50	3.11	1.83	3.50	24.50
7	0.60	0.60	5.37	2.20	4.20	29.40
8	0.55	0.75	7.69	2.74	5.25	36.75
9	0.70	0.55	5.26	2.01	3.85	26.95
10	0.80	0.50	4.97	1.83	3.50	24.50
11	0.75	0.65	7.87	2.38	4.55	31.85
12	0.80	0.70	9.74	2.56	4.90	34.30
13	0.80	0.50	4.97	1.83	3.50	24.50
14	0.60	0.55	4.51	2.01	3.85	26.95

Tabla 2 Periodos cubiertos para la intensidad de diseño con diferentes parámetros γ , si se presentan componentes de periodos altos provenientes de la zona de Benioff del Viejo Caldas que generen desplazamientos espectrales iguales a los que se presentan en el periodo T_2 de la zona.

ZONA	Sa_{max}	T_2	Sd_{max}	T cubierto		
				$\gamma=1.50$	$\gamma=1.00$	$\gamma=0.50$
1	0.70	0.60	6.26	4.90	14.00	326.67
2	0.80	0.40	3.18	3.27	9.33	217.78
3	0.80	0.70	9.74	5.72	16.33	381.11
4	0.50	0.65	5.25	5.31	15.17	353.89
5	0.60	0.60	5.37	4.90	14.00	326.67
6	0.50	0.50	3.11	4.08	11.67	272.22
7	0.60	0.60	5.37	4.90	14.00	326.67
8	0.55	0.75	7.69	6.12	17.50	408.33
9	0.70	0.55	5.26	4.49	12.83	299.44
10	0.80	0.50	4.97	4.08	11.67	272.22
11	0.75	0.65	7.87	5.31	15.17	353.89
12	0.80	0.70	9.74	5.72	16.33	381.11
13	0.80	0.50	4.97	4.08	11.67	272.22
14	0.60	0.55	4.51	4.49	12.83	299.44

Tabla 3 Periodos cubiertos para la intensidad de control de daños con diferentes parámetros γ , si se presentan componentes de periodos altos provenientes de la zona de Benioff del Viejo Caldas que generen desplazamientos espectrales iguales a los que se presentan en el periodo T_2 de la zona.

El cálculo anterior es válido solo si el valor del parámetro k es menor que el porcentaje de participación de la zona de Benioff del Viejo Caldas en la amenaza sísmica de Medellín. De las tablas 2 y 3 es claro que para valores de γ menores o iguales a 1.0 ya se tiene un cubrimiento de estas ondas hasta periodos suficientemente altos.

Para tratar de cubrir lo que pasaría en el caso de registros de altas intensidades, con los que no se cuenta todavía hoy, se considera que al menos el parámetro k puede estar relacionado con la forma de los espectros de aceleración en la zona de periodos bajos e intermedios, de la que por experiencia debido al trabajo con espectros de aceleración se tiene al menos buena sensibilidad del parámetro que controla esta zona del espectro, Sa_{max}/A_{max} . En lo que sigue se aclara esta propuesta y se define un criterio más robusto que permita proponer el parámetro k .

Aunque los resultados arrojados por el procesamiento de los acelerogramas registrados por la RAM no muestran una correlación clara y definitiva entre el cociente Sa_{max}/A_{max} y el parámetro $1/k$ estimado para cada una de las zonas, el conocimiento que se tiene del fenómeno indica que debería haberlo. El cociente Sa_{max}/A_{max} indica qué tan concentrado o qué tan plano es el contenido frecuencial de la señal que se representa: en zonas de suelos blandos este cociente puede llegar a tener valores del orden de 7.0, indicando una gran concentración de las frecuencias de la señal alrededor de la frecuencia fundamental del sitio. En suelos duros este factor está alrededor del famoso 2.5, que durante mucho tiempo sirvió de base para definir la forma de los espectros de diseño alrededor del mundo. El inverso del parámetro k representa un cociente semejante al discutido en el párrafo anterior, pero esta vez en el caso del espectro de desplazamiento, $1/k =$

Sd_{max}/D_{max} , que también tiene relación con la concentración del contenido frecuencial de la señal que se quiere representar.

Una explicación para la falta de evidencia, en los datos disponibles en Medellín, de la correlación entre $1/k$ y el cociente Sa_{max}/A_{max} que se acaba de discutir, es la escasez de registros de contenido frecuencial relativamente plano. Por razones de todos conocidas, los sismos en estas zonas duras sistemáticamente registran aceleraciones máximas del suelo, A_{max} , mucho menores que las que se registran en las zonas de suelos más blandos, lo que hace que el número de registros integrables en estas zonas duras sea muy escaso en comparación con los que se tienen en las zonas de suelos blandos.

Aún sin evidencia experimental, se considera pertinente tener en cuenta la correlación mencionada. Se propone, entonces, que haya una relación directa entre el cociente Sa_{max}/A_{max} y $1/k$, de tal manera que para valores del primero menores o iguales a 2.5 se considere un valor para $1/k$ igual a uno, es decir, un espectro de desplazamiento plano a partir del periodo T_2 . Para valores del cociente Sa_{max}/A_{max} mayores a 2.5 y hasta 4.6, que es el máximo valor reportado por la microzonificación sísmica de Medellín en los espectros de control de daños, se considere un valor de $1/k$ creciente a partir de uno y hasta el valor límite razonable reportado por los datos, $1/0.30$.

La consideración anterior elimina en muchas zonas la posibilidad de decidir sobre el valor de γ para cubrir contenidos de aceleración en periodos altos provenientes de la zona de Benioff del Viejo Caldas. En particular, se elimina esta posibilidad en todas aquellas zonas con valores de k mayores a 0.4, para el caso de los espectros de diseño, y en zonas con k mayores a 0.33, en el caso de los espectros para control de daños.

Una última verificación a los espectros por proponer se hace atendiendo la observación de algunos autores que sugieren que la rama descendente de los espectros de aceleración debe comenzar con una caída proporcional a $1/T$, para representar la zona de velocidad constante, terminada la cual hay una zona de transición a una caída proporcional a $1/T^2$, que finalmente representa la zona de desplazamiento constante. Los mismos autores que sugieren estas formas espectrales justifican los espectros actuales con caídas proporcionales a $1/T$ al hecho de que la zona de velocidad constante se ha ido “alargando” hasta el punto que algunos reglamentos, como la norma NSR-98, la proponen como la rama final de los espectros de aceleración. En estos espectros, es claro que el desplazamiento espectral máximo se presenta al final de la zona de velocidad constante y no al final de la zona de aceleración constante como se sugiere en esta propuesta.

La forma espectral descrita en el párrafo anterior es característica de suelos duros, que en presencia de estratos superficiales de suelos más blandos se ve completamente modificada por la función de transferencia, y es esta mezcla la que finalmente domina el panorama en muchas zonas urbanas del mundo y en particular en la ciudad de Medellín. No obstante lo anterior, se hará la verificación que se describe a continuación.

En lo que sigue se considera que la zona de velocidad constante del espectro en el basamento rocoso se extiende hasta un periodo de 1.2 seg., como lo sugieren los espectros de aceleración de la estación en roca para Medellín. Para conseguir la aceleración en este periodo estructural pero a nivel de la superficie del suelo, la aceleración en este periodo a nivel de la roca se debe multiplicar por la función de transferencia sobre espectros de respuesta de aceleración, que es función del

cociente entre el periodo sobre el que se quiere la función de transferencia (el de las ondas incidentes), en este caso 1.2s, y el periodo fundamental del depósito de suelo, y del amortiguamiento del suelo.

Debido a que en el caso de Medellín el depósito de suelo con periodo más largo es del orden de 0.60 seg, como lo sugieren las tablas 4 y 5, lo que resulta en un cociente entre el periodo fundamental del suelo y el periodo de las ondas incidentes, $0.60/1.2$, igual a 0.50, bastante alejado de 1.0, donde se presentarían las amplificaciones máximas, y por las razones expuestas en párrafos anteriores y que tienen que ver con la forma de la función de transferencia, se considera conservadoramente un factor de amplificación sobre el espectro de respuesta de aceleraciones de 1.2 para el cociente $S_{a_{max}}/A_{max}$ igual a 4.6, e igual a 1.0 para el cociente $S_{a_{max}}/A_{max}$ igual o menor a 2.5. Para valores intermedios del cociente $S_{a_{max}}/A_{max}$ se hace interpolación lineal. Ahora, debido a la cercanía del cociente entre periodos al valor 0.0, donde la función de transferencia tiende a 1.0 independientemente del amortiguamiento, el factor de amplificación se calcula con la misma fórmula tanto para los espectros de control de daños como de diseño.

La aceleración espectral a nivel del basamento rocoso y correspondiente a un periodo estructural de 1.2s se calcula suponiendo que la aceleración espectral máxima, $S_{a_{max}}$, es igual a la aceleración máxima a nivel de roca, A_{max} , multiplicada por el factor famoso de 2.5. Además, se supone que a nivel de roca, el espectro cae proporcional a $1/T$ (zona de velocidad constante) entre el periodo T_2 y 1.2 s. Para el espectro de control de daños a nivel de roca se supone que el periodo de quiebre T_2 es igual a 0.3s, y para el espectro de diseño igual a 0.4s. En estas condiciones, la aceleración espectral en 1.2s a nivel del basamento rocoso resulta igual a 0.019g para el espectro de control de daños, e igual a 0.125g para el espectro de diseño.

Basados en el mínimo valor que para γ resulta de los datos disponibles en cada una de las microzonas sísmicas (ver tabla 1), en la restricción que en unas pocas zonas introduce la necesidad de considerar las ondas de periodos altos provenientes de la zona de Benioff del Viejo Caldas, y finalmente, en la condición de que la aceleración espectral en 1.2s sea igual o superior a la aceleración espectral para este periodo calculada con el procedimiento descrito en el párrafo anterior, se llega a los parámetros que se muestran en las tablas 4 y 5 que definen los espectros de control de daños y diseño, respectivamente, en las diferentes zonas definidas por la microzonificación sísmica de Medellín.

Es importante observar que para poder cumplir el último requisito propuesto es necesario alargar ligeramente, 0.1s, los periodos de quiebre T_2 de los espectros de control de daños y de diseño en las microzonas 2 y 6. En la zona 2 el problema se presenta porque los periodos de quiebre T_2 originales son de solo 0.3s para control de daños y de 0.4s para diseño, lo que hace que los espectros propuestos caigan fuertemente entre estos periodos y 1.2s. En la zona 6 el problema no es solo que los periodos T_2 sean cortos sino que la meseta de aceleración constante está muy baja, lo que produce aceleraciones espectrales muy bajas para 1.2s.

A manera de comparación, se incluyen a continuación de las tablas, las gráficas de los espectros definidos en la microzonificación sísmica de Medellín, en línea punteada, y los definidos por este trabajo, en línea continua, para cada una de las microzonas.

ZONA	Amax	Samax	Samax/Amax	T1	T2	k	γ
1	0.05	0.23	4.60	0.10	0.50	0.30	1.00
2	0.08	0.22	2.75	0.10	0.40	0.78	1.00
3	0.07	0.25	3.57	0.10	0.50	0.46	1.00
4	0.05	0.18	3.60	0.10	0.60	0.45	1.00
5	0.06	0.22	3.67	0.10	0.50	0.44	1.00
6	0.05	0.14	2.80	0.10	0.50	0.75	1.00
7	0.06	0.22	3.67	0.10	0.50	0.44	1.00
8	0.08	0.18	2.25	0.10	0.65	1.00	1.00
9	0.06	0.23	3.83	0.10	0.40	0.40	0.30
10	0.09	0.25	2.78	0.10	0.40	0.76	1.00
11	0.06	0.23	3.83	0.10	0.50	0.40	1.00
12	0.06	0.25	4.17	0.10	0.65	0.35	1.00
13	0.06	0.25	4.17	0.10	0.40	0.35	0.30
14	0.05	0.14	2.80	0.10	0.50	0.75	1.00

Tabla 4 Parámetros que definen los espectros de control de daños para las microzonas sísmicas de Medellín

ZONA	Amax	Samax	Samax/Amax	T1	T2	K	γ
1	0.27	0.70	2.59	0.10	0.60	0.91	1.00
2	0.34	0.80	2.35	0.10	0.50	1.00	1.00
3	0.30	0.80	2.67	0.20	0.70	0.84	1.00
4	0.23	0.50	2.17	0.10	0.65	1.00	1.00
5	0.18	0.60	3.33	0.10	0.60	0.52	0.30
6	0.18	0.50	2.78	0.10	0.60	0.76	0.00
7	0.18	0.60	3.33	0.10	0.60	0.52	0.30
8	0.23	0.55	2.39	0.10	0.75	1.00	1.00
9	0.26	0.70	2.69	0.10	0.55	0.83	1.00
10	0.38	0.80	2.11	0.10	0.50	1.00	1.00
11	0.26	0.75	2.88	0.10	0.65	0.70	1.00
12	0.26	0.80	3.08	0.15	0.70	0.61	1.00
13	0.26	0.80	3.08	0.10	0.50	0.61	0.10
14	0.20	0.60	3.00	0.10	0.55	0.64	0.00

Tabla 5 Parámetros que definen los espectros de diseño para las microzonas sísmicas de Medellín

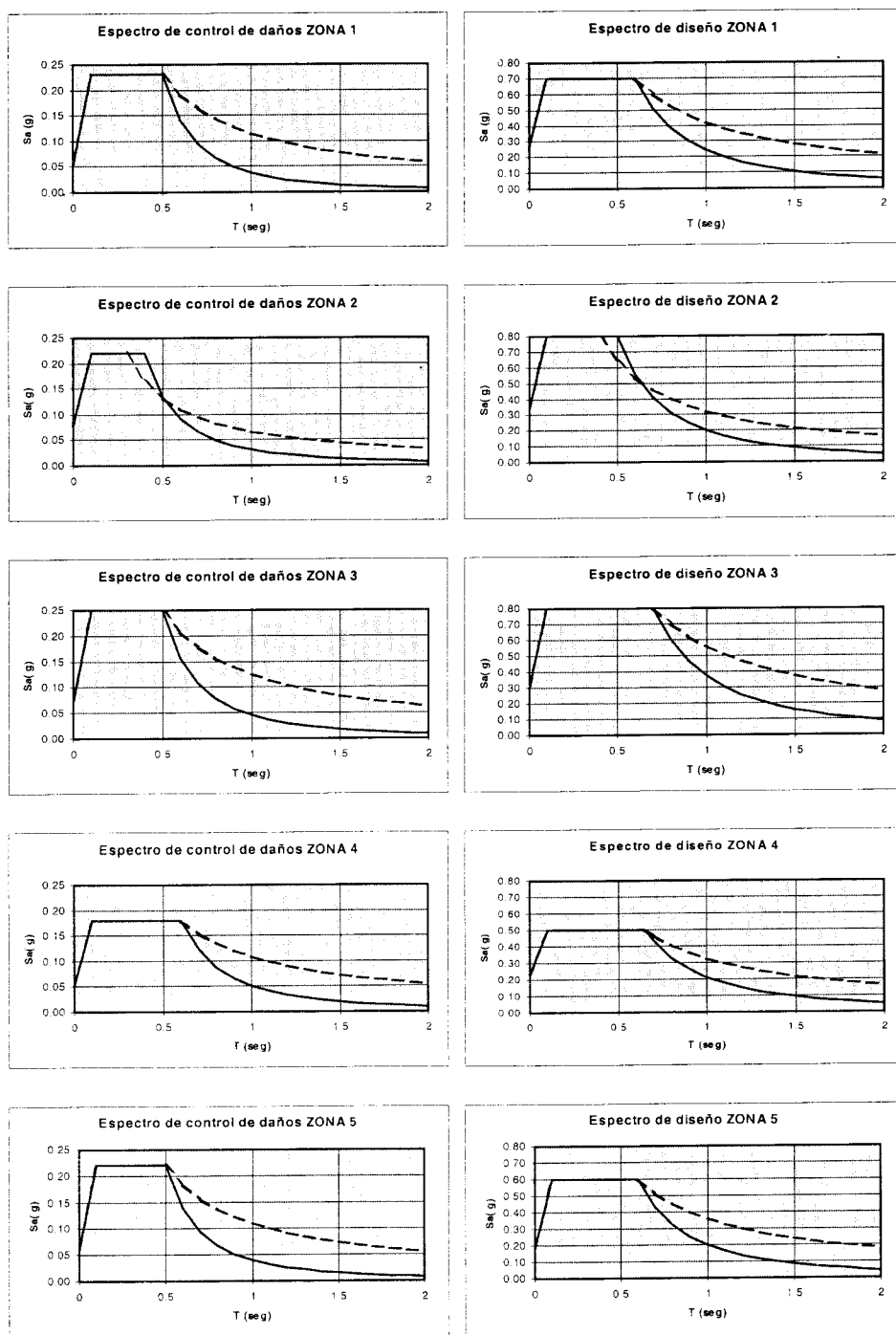


Figura 3 Espectros de diseño y de control de daño propuestos en la microzonificación sísmica de Medellín y en este trabajo.

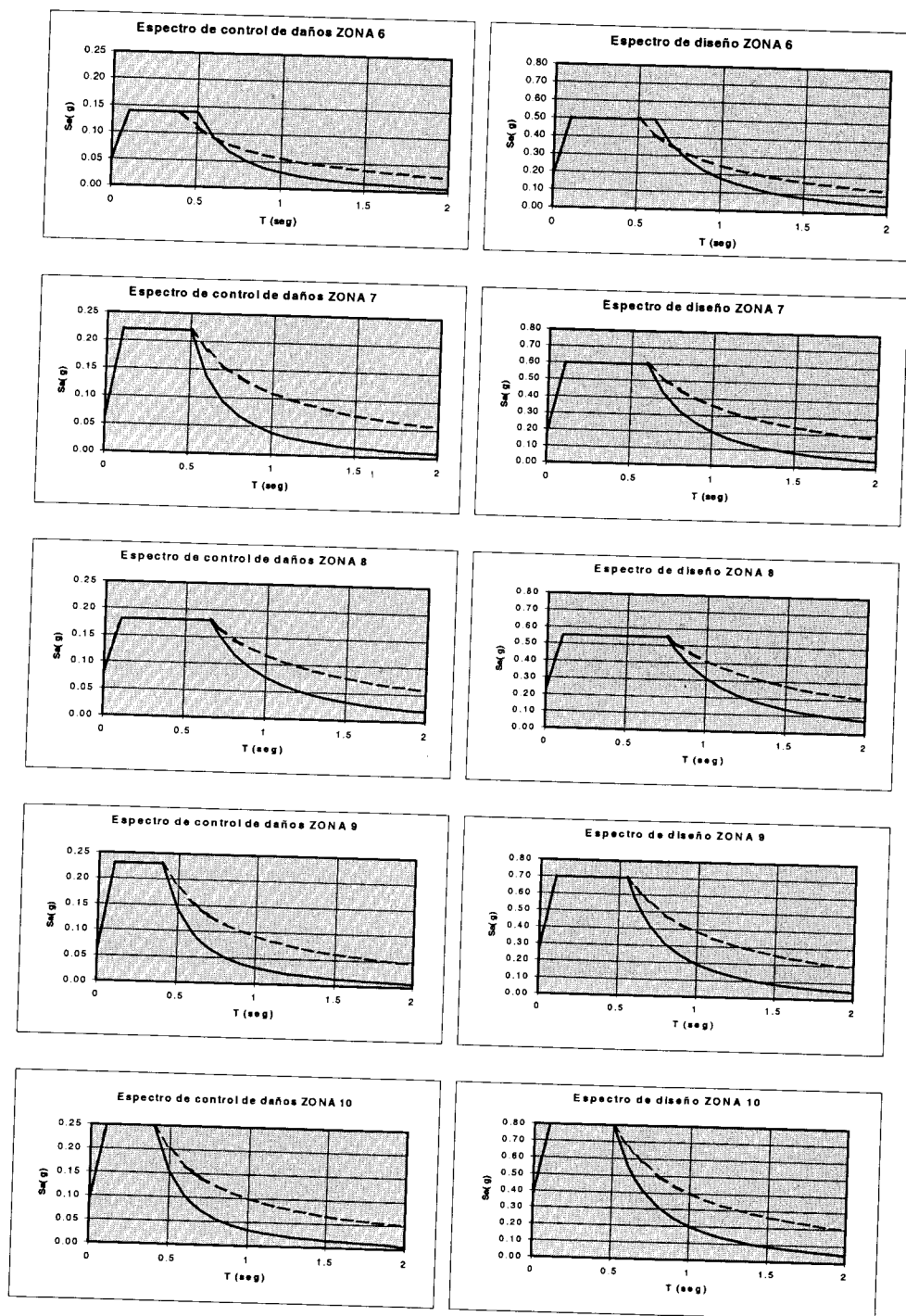


Figura 3 Espectros de diseño y de control de daño propuestos en la microzonificación sísmica de Medellín y en este trabajo.

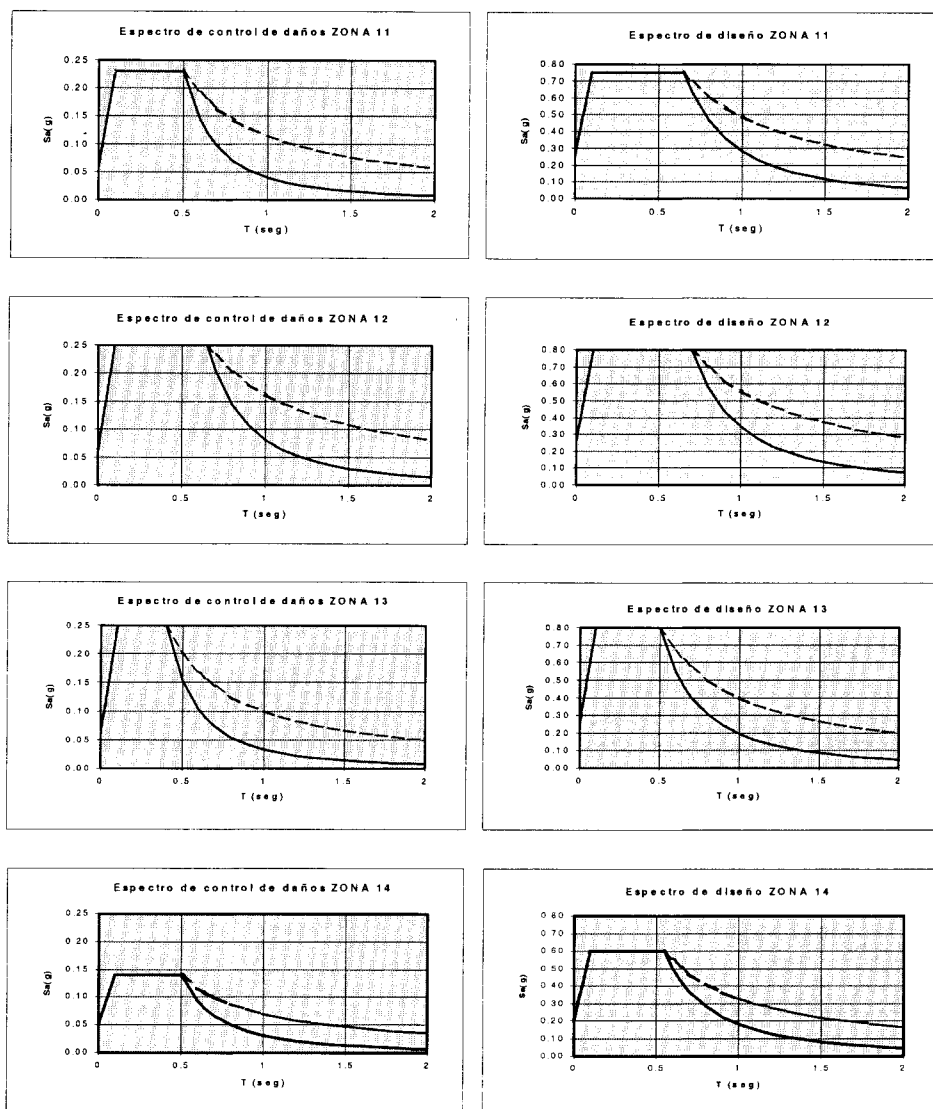


Figura 3 Espectros de diseño y de control de daño propuestos en la microzonificación sísmica de Medellín y en este trabajo.

Los espectros de aceleración para diseño y control de daños propuestos en este trabajo reducen sustancialmente las aceleraciones a partir del periodo de quiebre T_2 , y como es de esperarse, muy rápidamente son inferiores a la aceleración espectral mínima propuesta para diseño en la microzonificación sísmica de Medellín, $A_{max}/2$. Por considerar que esta limitación en las aceleraciones exigidas para diseño es razonable, se propone entonces que aunque la aceleración mínima para diseño mantenga el límite establecido, el cálculo de los desplazamientos para efectos

de control de derivas se haga con base en el espectro propuesto de aceleraciones, o en el de desplazamientos derivado de este último.

CONCLUSIONES

Es claro que los espectros de aceleración que actualmente propone la microzonificación sísmica de Medellín violan en la zona de periodos altos los principios de la Dinámica Estructural: los espectros de desplazamiento resultantes crecen indefinidamente, lo que resulta en un desplazamiento máximo del terreno infinito. Este hecho aunado a los límites que actualmente controlan el diseño sísmico de estructuras, como son los límites de derivas, resultan en sobre diseños que superan en la mayoría de los casos cualquier límite racional que se pueda fijar a un factor de seguridad.

En este trabajo, basados en los principios de la Dinámica Estructural y en los registros hasta ahora obtenidos por la Red Acelerográfica de Medellín, desafortunadamente de muy bajas intensidades todos ellos ($2 \text{ cm/seg}^2 < A_{max} < 10 \text{ cm/seg}^2$), se proponen espectros para diseño y control de daños en cada una de las zonas definidas por la Microzonificación Sísmica de Medellín. En esta propuesta no se involucran las partes de los espectros en las zonas de periodos bajos o ascendente del espectro de aceleraciones, ni la zona de periodos intermedios o de amplificaciones máximas. Más aún, se consideran estos valores como ciertos, y se usan para definir a partir de estos la forma de caída de los espectros.

Como se menciona en la introducción, a medida que se recabe más información acelerográfica se puede acudir a metodologías más acordes con lo que se busca definir, como puede ser el ajuste de leyes de atenuación, preferiblemente fundamentadas en principios de transmisión de ondas, y a partir de éstas ajustar las formas de espectros de amenaza uniforme en la zona de periodos altos.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece la colaboración del estudiante Juan Camilo Parra y del Ing. Luís Andrés Palacio en la dispendiosa tarea de procesamiento de los registros acelerográficos de la Red Acelerográfica de Medellín. Igualmente, agradece los valiosos comentarios que durante el desarrollo de este trabajo hicieron los miembros de la Comisión de Estudio de la Microzonificación Sísmica de Medellín, muchos de los cuales quedaron incluidos formalmente como parte de esta propuesta. Finalmente, El autor agradece el patrocinio de la Universidad EAFIT para poder llevar a cabo este estudio.

REFERENCIAS

Bommer, J.J. y Elnashai, A.S. (1999), "Displacement Spectra for Seismic Design", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol 3, No.1, pp. 1-32.

Ordaz, M, Miranda, E. y Avilés, J. (2000) "Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF", Inédito.

Tolis, S.V. y Faccioli, E. (1999), "Displacement Design Spectra", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol 3, No.1, pp. 107-125.

Universidad EAFIT, INTEGRAL S.A, INGEOMINAS y Facultad Nacional de Minas, (1999), "Instrumentación y microzonificación sísmica del área urbana de Medellín", *publicación del Municipio de Medellín, Secretaría privada*, 135p.

Análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Warth mediante un método simplificado de estimación del daño

Consuelo Gómez Soberón, Sergio Oller y Alex H. Barbat

Universidad Politécnica de Cataluña
ETSECCPB, Departamento de Resistencia de Materiales en la Ingeniería
Jordi Girona 1-3, Edificio C1, Campus Norte
08034, Barcelona, España
e-mail: soberon@cimne.upc.es

Resumen

En la actualidad existen muchos puentes, contruidos hace veinte o treinta años, que muestran reducciones diversas en su capacidad resistente. Para estas estructuras son necesarias herramientas de evaluación simplificadas y confiables de su riesgo, que permitan obtener una estimación de su futuro comportamiento. En busca de ese objetivo se propone un método de análisis a partir de un modelo dinámico y de cálculo de la máxima inercia degradada de las pilas del puente. Utilizando este método se evalúa la vulnerabilidad sísmica de un puente de hormigón armado existente, construido en los años setenta bajo requisitos de diseño sísmico ahora obsoletos. Para esta estructura se definió un posible escenario sísmico, para el cual se generaron familias de registros artificiales. Además, se realizó una simulación por el método de Monte Carlo, considerando las incertidumbres asociadas a la peligrosidad sísmica y a los parámetros estructurales. A través de los resultados obtenidos se comprueba la bondad del proceso simplificado propuesto.

Abstract

Actually, many of the existing bridges, built twenty or thirty years ago, show different reductions in their resistant capacity. For these structures, simplified and reliable evaluation tools that could be applied in the evaluation of their future behavior are necessary. Therefore, a method of analysis based on a simplified dynamic model and in the calculation of the maximum damaged inertia of the bridge piers, is proposed. Using this method the evaluation of the seismic vulnerability of an RC existing bridge, built under now obsolete seismic design requirements, is proposed in the paper. For the structure site a possible seismic scenario was defined, for

which families of artificial record were generated. Furthermore, to evaluate the vulnerability of the structure a Monte Carlo simulation was performed, considering the uncertainties in the seismic hazard and in the structural parameters. The obtained results allow assessing the goodness and reliability of the proposed simplified process.

1. INTRODUCCIÓN

Un gran número de los puentes de los actuales sistemas de transporte fue construido hace veinte o treinta años. Algunas de estas estructuras presentan ahora diferentes grados de deterioro, que es necesario evaluar de manera adecuada para tomar decisiones para su futuro refuerzo y rehabilitación⁽¹⁾.

En la estimación del comportamiento actual de estructuras existentes es ya común la determinación de su vulnerabilidad sísmica mediante curvas de fragilidad o matrices de probabilidad de daño. En estudios probabilistas como estos, los análisis múltiples, que consideran las incertidumbres inherentes al problema, requieren el uso de métodos de cálculo confiables, simples y económicos. Así, desde hace más de una década, se han propuesto numerosos métodos de estimación del daño, en su mayoría para la caracterización del comportamiento de edificios⁽²⁾. Actualmente, existen algunos métodos de evaluación para puentes, englobados en cuatro grupos principales^(3, 4): (1) determinación del índice de vulnerabilidad, (2) utilización de modelos estructurales de evaluación, (3) estimaciones basadas en el juicio de expertos y (4) definiciones a partir del análisis estadístico de datos reales. El primer método está basado en estimaciones simples (muchas veces visuales) que buscan una primera clasificación de las estructuras con mayores problemas. Por su parte, los métodos basados en modelos estructurales suelen ser herramientas que proporcionan gran cantidad de resultados, pero cuya confiabilidad depende de su calidad y facilidad de aplicación. Finalmente, las estimaciones basadas en el juicio de expertos requieren disponer de un buen número de profesionales con conocimientos y experiencia comprobada, mientras que las estimaciones estadísticas de datos reales sólo se aplican en zonas de sismicidad moderada o severa con información suficiente.

Con el objetivo de proporcionar una herramienta de análisis simplificada y confiable para la estimación de la vulnerabilidad de puentes de hormigón armado de eje simple de pilas, más allá de la simple determinación del índice de vulnerabilidad y sin llegar a análisis demasiado costosos con una gran cantidad de resultados, se propone una herramienta de caracterización del daño⁽⁴⁾. En este artículo se describe primeramente el procedimiento de análisis propuesto. En éste, la respuesta dinámica no lineal de la estructura se obtiene a través de una formulación incremental (paso a paso), un procedimiento de solución iterativa hasta una convergencia adecuada, de acuerdo con la técnica de Newton-Raphson, y un algoritmo de integración en el tiempo englobado en el método de Newmark. En el proceso de linealización de la ecuación de movimiento aplicado en este tipo de análisis se actualiza en cada paso la matriz de rigidez tangente de la estructura. Con esto, la formulación lineal simplificada propuesta se utiliza no solo en la calibración del modelo, sino también en la determinación del predictor de carga externa en cada iteración e incremento de tiempo.

La metodología simplificada propuesta es utilizada como herramienta de análisis en la estimación de la vulnerabilidad sísmica del puente de hormigón armado Warth (perteneciente a la tipología de estudio), situado sobre la autopista Viena-Graz, en Austria. Conforme a las normas de diseño vigentes en la zona de ubicación, el puente requiere estudios que indiquen su estado actual para la toma de futuras decisiones.

Para conocer la vulnerabilidad del puente Warth se realizó una simulación por el método de Monte Carlo, en la que se consideraron las incertidumbres inherentes a la excitación sísmica y a las propiedades estructurales. A través de esta simulación se determinaron curvas de fragilidad de la estructura y de sus pilas, con lo que se define el posible daño de la estructura.

Aunque existe una variada gama de métodos de evaluación de la respuesta no lineal de puentes, la metodología propuesta representa un camino simple, confiable y de bajo costo computacional. Por lo

tanto, esta metodología es idónea en el caso de análisis múltiples, como en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica o en los estudios previos para decidir sobre el refuerzo de sistemas estructurales con capacidad reducida.

2. ANÁLISIS ELÁSTICO

Un primer paso en el análisis del daño producido en las estructuras por la acción de las cargas dinámicas es la definición de las propiedades elásticas de estos sistemas. La caracterización de la estructura en su rango elástico requiere la definición de las propiedades dinámicas, esto es, de los modos propios de vibración⁽⁵⁾. Para definir dichas propiedades en puentes de hormigón armado de eje simple de pilas, en este trabajo se optó por el empleo de un modelo simplificado que de manera razonable describe la compleja interacción entre los elementos estructurales.

Para definir la ecuación característica para el modelo que corresponda a la tipología de puentes seleccionada, el método simplificado propuesto considera elementos continuos, con masa distribuida en pilas y concentrada en vigas. Se entiende que cuando las pilas del puente se someten a excitación sísmica en su base, el movimiento de las vigas adyacentes restringe parcialmente su oscilación transversal. Así, una pila sometida a carga dinámica se desplaza y causa la distorsión de los apoyos que sobre ella se localizan y la subsiguiente rotación de las vigas. Entonces, el modelo simplificado (esquemático en la figura 1) se basa en las siguientes hipótesis generales:

1. La influencia de las pilas en la rigidez de la estructura se estima considerando que son elementos continuos con masa distribuida.
2. Las vigas se modelan como elementos perfectamente rígidos con masa concentrada.
3. Las deformaciones longitudinal y transversal de vigas son despreciadas, en base a la segunda hipótesis.
4. Todas las pilas del puente tienen el mismo desplazamiento longitudinal.
5. La estructura tiene fuerte redundancia y rigidez en su dirección longitudinal; entonces, el daño más grave ocurrirá cuando las pilas estén sujetas a excitación en la dirección transversal.
6. Los apoyos de las vigas sobre las pilas son modelados como piezas cortas de sección transversal circular y con dimensiones reales. Se supone que estas piezas cortas trabajarán principalmente a cortante; por lo que la equivalencia en rigidez con los elementos reales se alcanzará ajustando su módulo cortante.
7. La rotación de las vigas, producida por el desplazamiento registrado en la cabeza de las pilas se simula mediante el empleo de muelles de rotación cuyo comportamiento es lineal.
8. El efecto de interacción suelo-estructura en pilas y estribos se estima a través de muelles lineales que representan la rigidez rotacional del suelo.
9. En la dirección longitudinal, las vigas son soportadas en su extremo por estribos, los cuales se incluyen como muelles lineales de gran rigidez.
10. En la dirección transversal se suponen estribos muy rígidos. Por lo que, los desplazamientos de los estribos en esta dirección son despreciados.
11. El modelo plantea la facilidad de asociar diferentes excitaciones sísmicas a cada pila del puente, considerando así la variabilidad espacial de la carga externa. Es importante incluir este aspecto cuando existen discontinuidades geológicas, o en el análisis de estructuras con grandes dimensiones longitudinales o transversales, como es el caso de los puentes⁽⁶⁾.

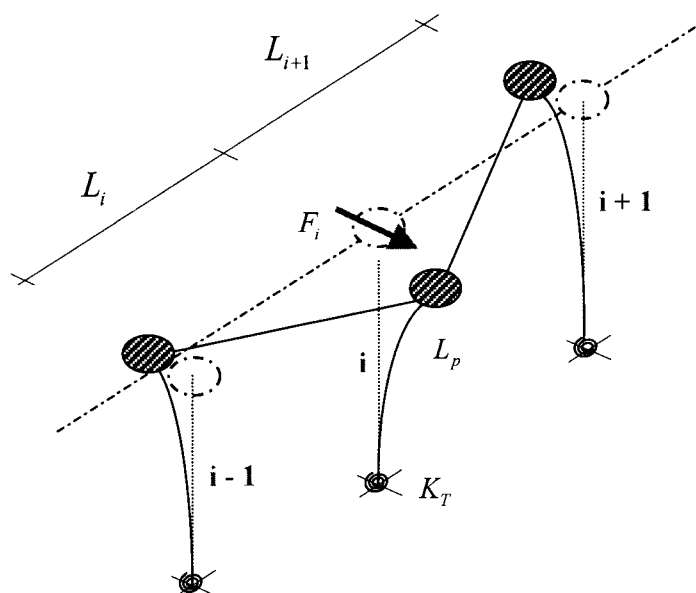


Figura 1. Esquema básico de análisis

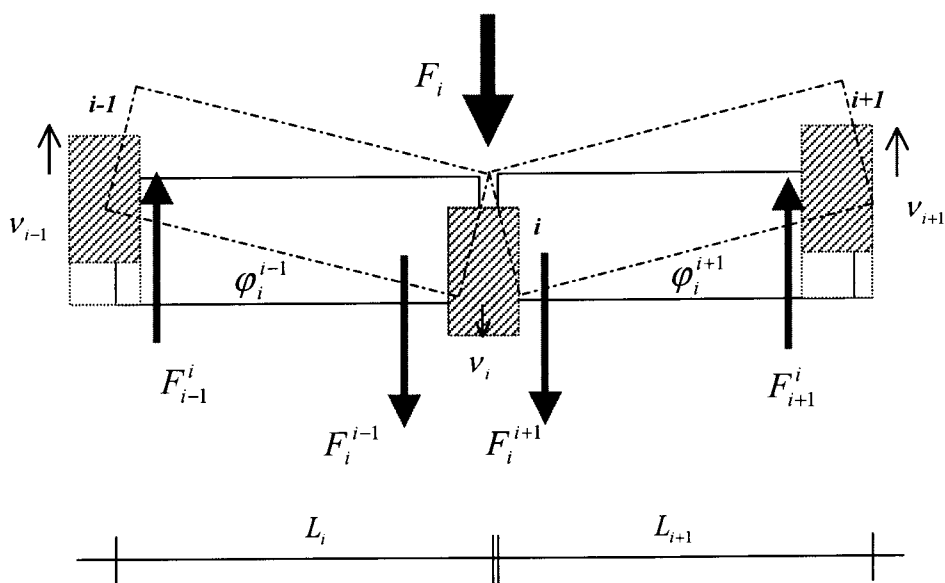


Figura 2. Esquema de la rotación de las vigas adyacentes

A partir del esquema de modelación de la figura 1, los desplazamientos transversales en la cabeza de pilas y estribos son considerados como los únicos grados de libertad del sistema

estructural. Entonces, se plantea un modelo estructural con n grados de libertad, siendo n el número de pilas más los estribos del puente. Considerando las once hipótesis generales de modelación, la rigidez total del modelo dinámico se estima a través de la contribución de la rigidez transversal de vigas y pilas en cada modo de vibración, las cuales son en adelante desarrolladas.

2.1. Rigidez transversal del puente en el modo i

El desplazamiento de la pila i del puente genera en planta una distribución de fuerzas como la que se indica en la figura 2. En esta figura, F_i es la fuerza inercial, F_i^{i-1} y F_i^{i+1} son las fuerzas elásticas producidas por la rotación de las vigas adyacentes a la pila i , y F_{i-1}^i y F_{i+1}^i son las fuerzas elásticas producidas en las pilas $i-1$ e $i+1$ por la rotación de las vigas continuas, respectivamente. Esto es, para la pila en estudio el subíndice de las fuerzas indica la pila en la cual éstas actúan y el superíndice se asocia a la pila con la cual comparte el tablero que gira, a la izquierda $i-1$ y a la derecha $i+1$. En las fuerzas que se ejercen en las pilas contiguas a la de estudio se sigue esta misma lógica. Como se puede observar en la figura 2, la peor condición ocurre cuando las dos pilas adyacentes se mueven en sentido contrario a la pila estudiada.

Para determinar las fuerzas elásticas por rotación de las vigas se analiza su movimiento. Si se observa la figura 2, se desprende que las rotaciones producidas a la izquierda, φ_i^{i-1} , y derecha, φ_i^{i+1} , de la pila de estudio, que dependen del desplazamiento relativo entre las tres pilas contiguas, son

$$\varphi_i^{i-1} = \left(\frac{v_i - v_{i-1}}{L_i} \right) \quad (1)$$

$$\varphi_i^{i+1} = \left(\frac{v_i - v_{i+1}}{L_{i+1}} \right) \quad (2)$$

donde L_i y L_{i+1} son las longitudes de las vigas contiguas a la izquierda y derecha de la pila i y v_i , v_{i-1} y v_{i+1} son los desplazamientos máximos de las pilas i , $i-1$ e $i+1$, respectivamente.

Por otra parte, existen apoyos sobre cada una de las pilas del puente estudiado (ver figuras 3). Estos apoyos son simulados como piezas cortas con sección transversal circular, principalmente regida por las deformaciones cortantes. La influencia de la rigidez de los apoyos en el comportamiento global del puente es asociada a su módulo cortante, G , a la distancia en planta entre los centros geométricos de los apoyos de cada viga, h_a , a su altura, a , y al área de su sección transversal, A_p . De la figura 3 se deduce que el desplazamiento superior de los apoyos, u_p , produce un par de fuerzas F , que a su vez genera el momento

$$M_T = F \cdot h_a = \frac{GA_p}{a} \left(\varphi \cdot \frac{h_a}{2} \right) \cdot h_a \quad (3)$$

donde F es la fuerza cortante en el apoyo, τ es la tensión tangencial y $u_p = \varphi (h_a/2)$ es el desplazamiento relativo entre las caras superior e inferior del apoyo. Las restantes variables ya fueron definidas anteriormente.

A partir de la ecuación 3 y como se constata en la figura 3, la fuerza total producida en una pila por la rotación de vigas se define mediante la ecuación siguiente:

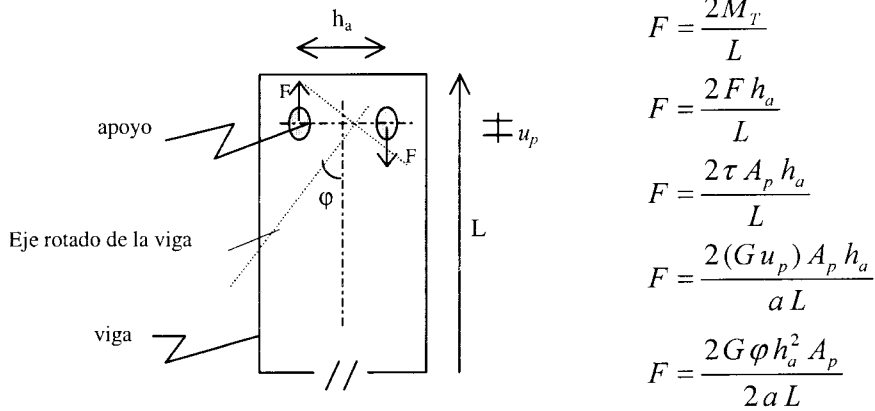


Figura 3. Vista en planta de una viga

$$F = \frac{2M_T}{L} = \frac{GA_p h_a^2}{aL} \phi \quad (4)$$

Aplicando la ecuación 4 a la pila i y sustituyendo la ecuación 1 en ésta, la fuerza elástica producida en la viga $i-l$ es

$$F_{i-1}^i = \left[\frac{GA_p h_a^2}{aL_i^2} \right] v_i - \left[\frac{GA_p h_a^2}{aL_i^2} \right] v_{i-1} \quad (5)$$

Siguiendo un proceso similar se obtiene la fuerza elástica, F_{i+1}^i , por la rotación de la viga $i+1$. Sumando ambas fuerzas elásticas y ordenando términos, la fuerza total elástica, R_T , debida a la rotación de las vigas adyacentes a la pila i es:

$$R_T^i = F_{i-1}^i + F_{i+1}^i = \left[\frac{GA_p h_a^2}{aL_i^2} + \frac{GA_p h_a^2}{aL_{i+1}^2} \right] v_i - \left[\frac{GA_p h_a^2}{aL_i^2} \right] v_{i-1} - \left[\frac{GA_p h_a^2}{aL_{i+1}^2} \right] v_{i+1} \quad (6)$$

2.2. Rigidez transversal de la pila para el modo i de vibración

Las pilas del puente de estudio son consideradas como elementos continuos con masa distribuida. En estos, el efecto de interacción suelo-estructura es incluido por medio de resortes rotacionales de rigidez K_T (ver figura 4) y el máximo desplazamiento de una pila es

$$v_i = v_\theta^i + v_p^i \quad (7)$$

siendo

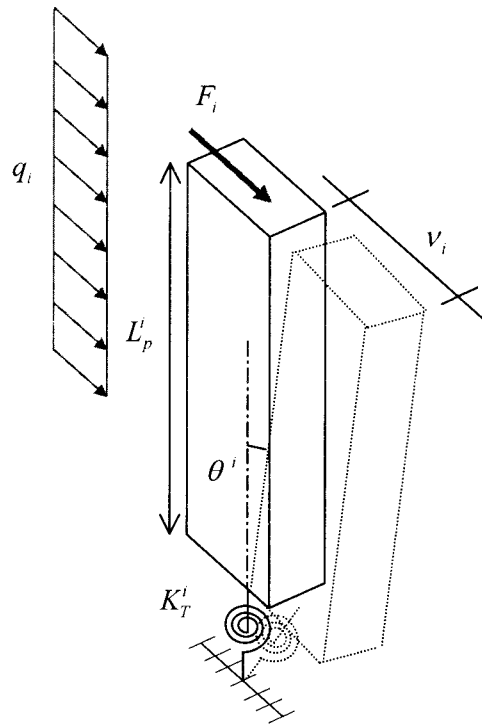


Figura 4. Deformación de la pila i

$$v_{\theta}^i = \theta^i L_p^i = \frac{M_p^i}{K_T^i} \quad (8)$$

el desplazamiento producido por rotación en la base de la pila y

$$v_p^i = \frac{q_i (L_p^i)^4}{8E_{c_i} I_i} + \frac{F_i (L_p^i)^3}{3E_{c_i} I_i} \quad (9)$$

el desplazamiento ocasionado por acción externa. En las ecuaciones 8 y 9, θ^i es la rotación producida por el efecto de interacción suelo-estructura, M_p^i es el momento flector máximo en la base de la pila, K_T^i es la rigidez equivalente del suelo, q es la masa por unidad de longitud, L_p^i , E_c e I_i son la longitud, modulo de Young e inercia transversal de la pila, respectivamente, y F_i es la fuerza inercial total. A partir del esquema de la figura 4, la ecuación de momento flexionante para el desplazamiento máximo, cuando $x = L_p$, se obtiene mediante

$$M_i(x = L_p) = q_i \cdot \frac{(L_p^i)^2}{2} + F_i \cdot L_p^i \quad (10)$$

Sustituyendo las ecuaciones 8, 9 y 10 en la ecuación 7, el máximo desplazamiento es

$$v_i = \frac{q_i (L_p^i)^3}{2K_T^i} + F_i \left[\frac{(L_p^i)^2}{K_T^i} + \frac{(L_p^i)^3}{3E_{c_i} I_i} \right] + \frac{q_i (L_p^i)^4}{8E_{c_i} I_i} \quad (11)$$

de donde la fuerza inercial en la cabeza de la pila resulta

$$F_i = \frac{1}{\left[\frac{(L_p^i)^2}{K_T^i} + \frac{(L_p^i)^3}{3E_{c_i} I_i} \right]} \left[v_i - \frac{q_i (L_p^i)^3}{2K_T^i} - \frac{q_i (L_p^i)^4}{8E_{c_i} I_i} \right] \quad (12)$$

En la ecuación 12 se observa que la fuerza inercial en la cabeza de la pila en estudio está compuesta por la parte que resulta de su contribución como elemento en voladizo, más el término que aporta la rotación restringida por los apoyos, aquel en el cual la variable K_T interviene.

2.3. Ecuación de equilibrio pila-viga

La fuerza efectiva total en el cabezal de cada pila del puente es la suma de las fuerzas producidas por la rotación de las vigas y las fuerzas debidas al desplazamiento del sistema; esto es, la suma de las ecuaciones 6 y 12. Aplicando la Segunda Ley de Newton y sustituyendo valores, la fuerza efectiva total en el extremo superior de la pila i es

$$F_T^i = m_i a = \left\{ \left[\frac{GA_p h_a^2}{aL_i^2} + \frac{GA_p h_a^2}{aL_{i+1}^2} \right] + \frac{1}{\left[\frac{(L_p^i)^2}{K_T^i} + \frac{(L_p^i)^3}{3E_{c_i} I_i} \right]} \right\} v_i - \left[\frac{GA_p h_a^2}{aL_i^2} \right] v_{i-1} - \left[\frac{GA_p h_a^2}{aL_{i+1}^2} \right] v_{i+1} - \left[\frac{1}{\left[\frac{(L_p^i)^2}{K_T^i} + \frac{(L_p^i)^3}{3E_{c_i} I_i} \right]} \right] \left[\frac{q_i (L_p^i)^3}{2K_T^i} + \frac{q_i (L_p^i)^4}{8E_{c_i} I_i} \right] \quad (13)$$

donde m_i es la masa asociada al grado de libertad i -ésimo y a_i es la aceleración correspondiente.

Así, finalmente, la ecuación de equilibrio de cada pila puede escribirse como

$$F_T^i = m_i a_i = K_{ii} v_i - K_{i,i+1} v_{i+1} - K_{i,i-1} v_{i-1} \quad (14)$$

Aplicando la ecuación anterior a cada grado de libertad, se obtiene un sistema de ecuaciones del tipo $\mathbf{F} = \mathbf{K} \mathbf{v}$. En este, $\mathbf{K}$ es la matriz de rigidez tri-diagonal del sistema (K_{ii} es la fuerza correspondiente a la coordenada i , debida a un desplazamiento unitario producido en la coordenada j), $\mathbf{F}$ es el vector de fuerzas y $\mathbf{v}$ es el vector desplazamiento en las pilas y estribos. Considerando que el desplazamiento en las conexiones viga-estribo es nulo en la dirección transversal, se determina que la matriz de rigidez del puente es de orden $n_p \times n_p$, siendo n el número de pilas.

En el procedimiento análisis simplificado propuesto se asume que la masa total del puente esta concentrada en los puntos en que los desplazamientos transversales son obtenidos. Por lo tanto, se define una matriz de masa de la estructura diagonal. La ecuación característica del sistema dinámico propuesto es obtenida sustituyendo las matrices de masa y rigidez del sistema. A partir de esta ecuación característica se definen las frecuencias (o períodos) y las formas modales del sistema.

3. ANÁLISIS DEL DAÑO

Para evaluar el daño sísmico de un puente de hormigón armado se propone un análisis no lineal en la historia del tiempo a partir del modelo dinámico de la figura 1. Conforme a las hipótesis generales de dicho modelo, las vigas del puente se consideran elementos rígidos con comportamiento elástico cuando la estructura se somete a carga sísmica. Así, los únicos elementos susceptibles de sufrir daño son las pilas.

En términos generales, la metodología de análisis considera la variación de la rigidez de las pilas por el daño generado en el material. En cada paso de análisis, para estimar esta modificación de la rigidez, el momento elástico predictor por carga externa es comparado con el momento interno del elemento dañado, evaluando así el momento residual.

En adelante, se describirán los pasos seguidos para la definición del daño en cualquiera de las pilas del puente, sin distinción de un subíndice para cada elemento. Partiendo de que el modelo es simplificado y que para caracterizar el estado global de elementos o estructuras es primordial definir su daño máximo, el procedimiento propuesto solo estima el daño en la base de las pilas por acción externa transversal.

3.1. Desplazamiento máximo por acción externa

A partir de las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento del sistema dinámico, se obtienen los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración, empleando el algoritmo no lineal de Newmark. Este algoritmo define, mediante un proceso iterativo, la respuesta estructural en cada instante de tiempo. En este, además, se considera un criterio de convergencia que asegura un vector de carga incremental menor que una tolerancia predefinida.

3.2. Máximo momento externo

Se considera que los elementos pila están sujetos, predominantemente, a flexión en la dirección perpendicular al eje del puente, como se observa en la figura 5. Conociendo el desplazamiento máximo de una pila, la fuerza resultante en el extremo superior de ésta y el momento basal externo se obtienen mediante

$$F_e = v \cdot k \quad (15)$$

$$M_e = F_e \cdot L_p \quad (16)$$

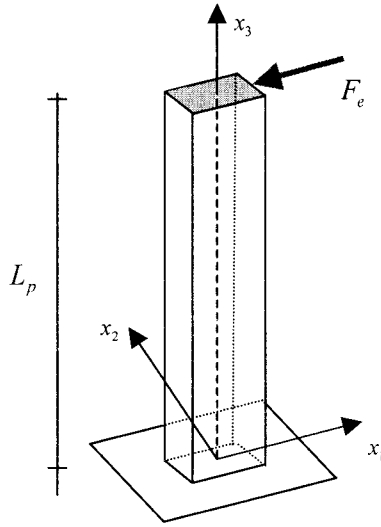


Figura 5. Modelo simplificado de análisis no lineal

donde k es la rigidez a flexión de la pila, F_e es la fuerza elástica producida por acción externa en el extremo superior de la pila, M_e es el momento máximo externo, v es el desplazamiento máximo de la pila (obtenido por medio del algoritmo de Newmark), y E_c , I , y L_p son el módulo de Young, la inercia transversal y la longitud de la pila, respectivamente.

3.3. Estado de daño de la estructura

En el caso de carga sísmica actuando en la dirección transversal del puente (eje x_1), el estado de tensiones y deformaciones elásticas en esta dirección es

$$\begin{cases} \varepsilon(x_1; x_3) = \chi_1(x_3) \cdot x_2 \\ \sigma(x_1; x_3) = E_c \cdot \varepsilon(x_1; x_3) \end{cases} \quad (17)$$

donde

$$\chi_1(x_3) = \frac{M_e(x_3)}{E_c I} \quad (18)$$

es la curvatura de la pila, $\sigma(\cdot)$ y $\varepsilon(\cdot)$ son las tensiones y deformaciones, x_2 es la distancia (en dirección de este eje) desde el punto de análisis hasta el eje neutro actual de la pila, E_c es el módulo de Young inicial de la pila, y M_e es la ecuación de momentos. Sustituyendo la ecuación 18 en la ecuación 17, el estado de tensiones y deformaciones a lo largo del elemento se definen como

$$\begin{cases} \varepsilon(x_1; x_3) = \frac{M_e(x_3)}{E_c I} \cdot x_2 \\ \sigma(x_1; x_3) = \frac{M_e(x_3)}{I} \cdot x_2 \end{cases} \quad (19)$$

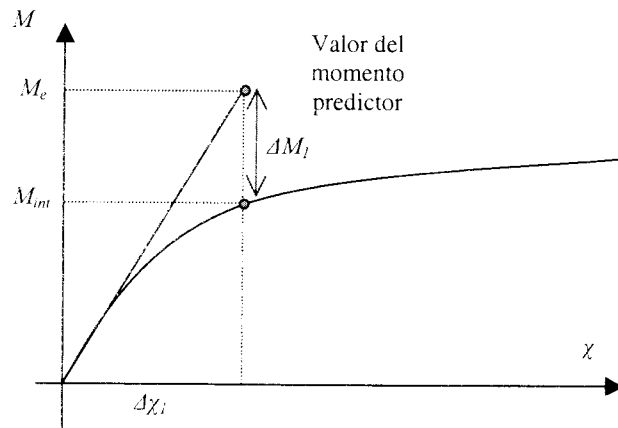


Figure 6. Diagrama momento curvatura de una pila

A partir de estas ecuaciones, el momento interno en la sección transversal del elemento, $M_{int}(x_3)$, se obtiene mediante integración de los momentos producidos por las fuerzas elementales, σdA_c , en la sección transversal de área, A_c . Esto es:

$$M_{int}(x_3) = \int_{A_c} \sigma x_2 dA_c \quad (20)$$

Cuando el elemento de estudio permanece dentro del rango elástico, los momentos externos e internos máximos de la pila son iguales. Sin embargo, cuando se excede el límite elástico del material, se produce un desequilibrio que necesariamente debe eliminarse (convergencia). En este caso, el momento residual (ver figura 6) es

$$\Delta M(x_3) = M_e(x_3) - M_{int}(x_3) < \text{Tolerancia} \quad (21)$$

mediante un método de Newton-Raphson éste se elimina haciéndolo tender a una tolerancia impuesta muy baja.

Cuando las pilas sufren daño por acción externa, el estado de tensiones desarrollado en la sección transversal de éstas (ecuación 7) es obtenido por medio de la ecuación siguiente:

$$\sigma(x_1; x_3) = E_c^d \chi_i(x_3) x_2 \quad (22)$$

donde

$$E_c^d = f(x_1; x_3) E_c^0 \quad (23)$$

el modulo de Young del material dañado, E_c^0 es el modulo inicial (elástico) de Young y $f(x_1; x_3)$ es una función de daño que será descrita posteriormente. Sustituyendo la ecuación 23 en la ecuación 22, el momento interno en la sección transversal de la pila es

$$M_{\text{int}}(x_3) = E_c^0 \chi_1(x_3) I^d(x_3) \quad (24)$$

donde

$$I^d(x_3) = \int_{A_c} f(x_1; x_3) \cdot x_2^2 dA_c \quad (25)$$

es la inercial de la sección transversal del elemento dañado, respecto a su eje neutro. En cada incremento de tiempo se define un momento elástico predictor por medio de la ecuación siguiente:

$$M^0(x_3) = E_c^0 \chi_1(x_3) I(x_3) \quad (26)$$

para la cual se han aplicado las propiedades elásticas del material.

Entonces, para el paso de tiempo donde el momento predictor produce un incremento de carga no balanceado mayor que la tolerancia prescrita (ecuación 21), se considera un incremento de la curvatura para la evaluación del momento corrector que alcance el equilibrio estático. El proceso iterativo finaliza si la carga no balanceada es menor que la tolerancia.

3.4. Función de daño

Básicamente, el daño estructural puede ser caracterizado de dos formas. En la primera, el daño es descrito por medio de los índices de daño, los cuales son funciones escalares que dependen de algunas variables (o parámetros de daño) y que representan la respuesta dinámica del sistema⁽⁷⁾. La otra posibilidad de caracterización del daño se basa en la estimación de la degradación micro-estructural, la cual se desprende de la Mecánica del Daño Continuo^(8,9).

En este trabajo se optó por aplicar un modelo de daño basado en la Mecánica del Daño Continuo, principalmente porque este tipo de modelos parten de análisis rigurosos del comportamiento mecánico del material. El modelo de daño seleccionado, propuesto por Oliver et al.⁽⁸⁾, se basa en la determinación de una variable interna de daño o degradación, d , que mide la pérdida de rigidez secante del material. De acuerdo con el modelo de Oliver et al.⁽⁸⁾ puede definirse el siguiente nivel de daño en la sección transversal de una pila:

$$f(x_1; x_3) = 1 - d(x_1; x_3) \quad (27)$$

donde

$$d(x_1; x_3) = 1 - \frac{\tau^*}{\tau(x_1; x_3)} \exp \left[A - \frac{\tau(x_1; x_3)}{\tau^*} \right] \quad (28)$$

siendo τ^* el umbral de daño, τ la tensión efectiva y A un parámetro que depende de la energía de fractura del material.

3.5. Procedimiento de integración

Debido a las dificultades de realizar la integración cerrada de la ecuación 25, con la función de daño definida en la ecuación 28, la inercia dañada se obtiene mediante un algoritmo de integración numérico. Es importante que el algoritmo seleccionado considere que uno de los puntos de evaluación debe estar situado en el extremo de la sección transversal del elemento, siendo así posible definir adecuadamente el principio y dispersión del daño. Consecuentemente, para resolver la ecuación 25 se utilizó como algoritmo de integración numérica el método de Lobato⁽¹⁰⁾.

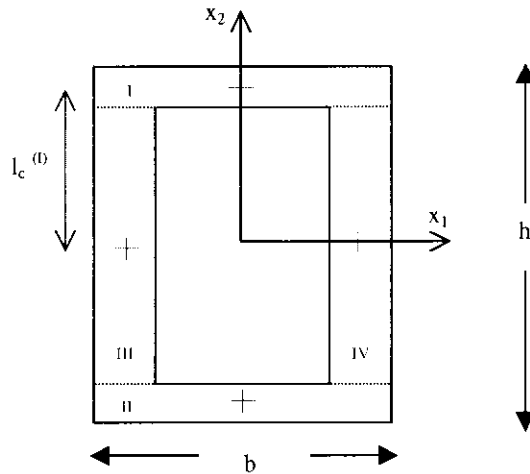


Figura 7. Evaluación del momento inercial dañado de una sección transversal cajón

Cuando los elementos pila del puente de estudio tienen sección transversal tipo rectangular llena, el calculo del daño se obtiene directamente. Sin embargo, para elementos de sección transversal cajón (comunes en puentes de la tipología de estudio) el momento inercial de la sección transversal dañada se obtiene dividiendo a ésta en cuatro subsecciones rectangulares, como se muestra en la figura 7.

Para cada una de las subsecciones que componen al elemento son calculados los momentos inerciales dañados (ecuación 25), las áreas de las secciones transversales dañadas (A_c^d , ecuación 29) y las distancias entre los ejes centroidales de cada subsección y el eje centroidal del elemento.

$$A_c^d(x_3) = \int_{A_c} f(x_1; x_3) dA_c \quad (29)$$

Entonces, la inercial global de la sección transversal degradada de la pila, I_T^d , es

$$I_T^d(x_3) = \sum_{j=1}^4 \left(I_j^d + A_c^{d(j)} l_c^{2(j)} \right) \quad (30)$$

donde I_j^d es el momento inercial dañado de la subsección j , evaluado por medio de la ecuación 25,

$A_c^{d(j)}$ es el área dañada de la subsección j y $l_c^{2(j)}$ es la distancia entre los ejes centroidales de la subsección j y del elemento.

En un problema no lineal, cuando ocurre daño por acción externa, la posición del eje centroidal de cada subsección se modifica acorde a la porción dañada. Esta modificación se refleja en el cálculo de la distancia entre el eje centroidal global y el eje centroidal de cada subsección. Así, para obtener cada $l_c^{(j)}$ es necesario conocer para cada subsección las coordenadas centroidales de la sección dañada. Estas se evalúan mediante:

$$X_1^{CG} = \frac{\int_{A_i} x_1 f(x_1; x_3) dA_i}{\int_{A_i} f(x_1; x_3) dA_i} \quad (31)$$

$$X_2^{CG} = \frac{\int_{A_i} x_2 f(x_1; x_3) dA_i}{\int_{A_i} f(x_1; x_3) dA_i} \quad (32)$$

El criterio de convergencia utilizado en el proceso iterativo de equilibrio considera que la respuesta estable del sistema estructural completo puede ser garantizada si

$$C_c = \sqrt{\frac{\sum_i \Delta M_i^2}{\sum_i (M_i')^2}} \leq TOL \quad i = 1, \dots, n_p \quad (33)$$

donde TOL es la tolerancia y n_p es el número de pilas.

3.6. Índices de daño local y global

Una vez que se ha alcanzado la convergencia de toda la estructura para cada incremento de tiempo y que se han definido los momentos elástico (predictor, $\sum_{i=1}^{n_p} M_e^t$) y dañado (corrector, $\sum_{i=1}^{n_p} M_{int}^t$) de cada pila, es posible obtener los índices de daño para cada pila y para el puente completo. En este trabajo se definieron dos índices de daño de pila y tres índices de daño global de la estructura, calculados estos últimos a partir de los primeros. El primer índice de daño de pila caracteriza el daño máximo en la base de cada pila del puente

$$D = \frac{M_e(x_3) - M_{int}(x_3)}{M_e(x_3)} \quad \text{para } x_3=0 \quad (34)$$

El segundo índice de daño de pila es el propuesto por DiPasquale y Cakmak⁽¹¹⁾, que se basa en las características dinámicas de la estructura para evaluar el daño sísmico. Este daño se calcula para cada pila a partir de su periodo fundamental de vibración

$$DP = 1 - \frac{(T_o)^2}{(T_f)^2} \quad (35)$$

donde DP es el índice de daño de pila de DiPasquale y Cakmak, T_o es el periodo de la estructura en el rango elástico, y T_f es el periodo final, correspondiente a la estructura dañada al final de cada paso de carga.

A partir de los índices de daño de pila (expresiones 34 y 35), el daño global de la estructura se determina mediante tres índices:

- *Índice global medio*, que es la media de los índices de pilas

$$D_m = \frac{\sum_i D_i}{n_p} \quad i = 1, \dots, n_p \quad (36)$$

donde n_p es el número de las pilas del puente y D es el daño de pilas, definido por la ecuación 34.

- *Índice global de daño funcional, D_p* , el cual se expresa por medio de la ecuación 37. Dicho índice se entiende como un indicador de la capacidad del puente de prestar servicio después de un sismo:

$$D_p = 1 - \left[\prod_i (1 - D_i) \right] \quad i = 1, \dots, n_p \quad (37)$$

- *Índice global medio de los periodos de vibración*, que se define a partir de los índices de daño de pila expresados por la ecuación 35

$$D_u = \frac{\sum_i DP_i}{n_c} \quad i = 1, \dots, n_c \quad (38)$$

4. ESTIMACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL PUENTE WARTH

4.1. Descripción de la estructura

Como ya se dijo, la estructura seleccionada es el puente Warth, construido hace aproximadamente treinta años. Este puente fue diseñado para una aceleración sísmica horizontal de 0.04 g, usando un método de análisis cuasi-estático. En la actualidad, conforme al actual Código Sísmico Austriaco⁽¹²⁾, es necesario considerar para la zona de ubicación de la estructura aceleraciones de diseño horizontales del orden de 0.1 g. El cambio en la aceleración sísmica de diseño motivó el estudio de la reciente actividad sísmica de la zona y la ocurrencia de sismos más severos que los correspondientes al periodo de diseño del puente Warth. Además de la variación de las posibles cargas externas, la antigüedad de la estructura anima al análisis de su estado actual para asegurar su seguridad en el futuro.

El puente Warth es una estructura de hormigón armado que tiene dos vanos externos de 62.0 m y cinco vanos internos de 67.0 m, lo que da lugar a una longitud total de 459.0 m. La estructura tiene seis pilas con alturas de 31.0 m, 39.0 m, 37.0 m, 36.0 m, 30.0 m y 17.6 m, como se puede observar en la figura 8.

Las vigas del puente Warth son elementos de sección transversal tipo cajón, con alturas totales de 5.0 m y ancho máximo de calzada de 15.5 m. Por su parte, las pilas del puente tienen sección transversal cajón y los apoyos de sustento de las vigas son elastómeros de sección transversal circular. A través de los planos originales de la estructura⁽¹³⁾, las dimensiones generales de los principales elementos estructurales son:

$$\begin{array}{l} \text{pilas} \left\{ \begin{array}{l} A_c = 5.98 \, m^2 \\ I_{yy_c} = 103.74 \, m^4 \\ I_{xx_c} = 14.88 \, m^4 \\ J_c = 27.45 \, m^4 \end{array} \right. \quad \text{vigas} \left\{ \begin{array}{l} A_v = 10.5 \, m^2 \\ I_{zz_v} = 136.65 \, m^4 \\ I_{xx_v} = 129.29 \, m^4 \\ J_v = 73.24 \, m^4 \end{array} \right. \quad \text{apoyos} \left\{ \begin{array}{l} A_p = 1.33 \, m^2 \\ a = 0.25 \, m \end{array} \right.$$

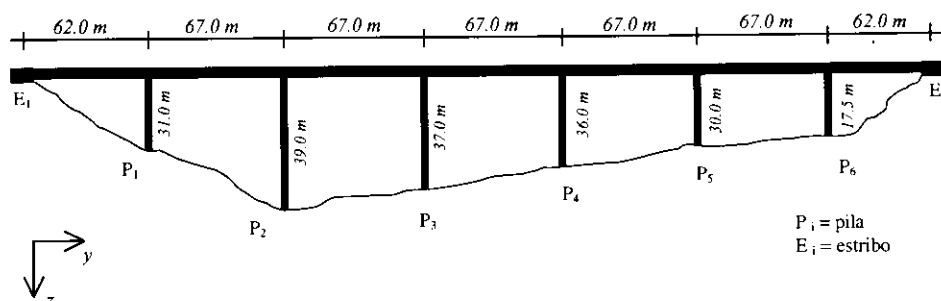


Figura 8. Esquema en elevación del puente Warth

De los planos originales también se define que la resistencia a compresión simple del hormigón armado es de $f'_c = 45.0$ MPa para vigas y de $f'_c = 40.0$ MPa para pilas. En ambos elementos, el peso específico y el módulo de Poisson del hormigón armado son de $\gamma = 24.0$ kN/m³ y $\nu = 0.2$, respectivamente. Para considerar el peso específico de componentes no estructurales del sistema de piso (como pavimentos y barandillas), el valor del peso específico de vigas fue modificado hasta alcanzar el valor de $\gamma = 28.0$ kN/m³. Por su parte, para el acero de refuerzo se utilizó un peso específico y un módulo de Poisson de $\gamma = 78.5$ kN/m³ y $\nu = 0.3$.

En el presente trabajo se obtiene el módulo de elasticidad del hormigón armado, E_c , mediante la Teoría de Mezclas⁽¹⁴⁾, la cual determina las propiedades de los elementos compuestos para más de un material. En particular, el módulo elástico de las pilas de hormigón reforzado se obtuvo como:

$$E_c = k_h E_h + k_a E_a \quad (39)$$

donde

$$k_h = \frac{A_h}{A} \quad k_a = \frac{A_a}{A} \quad (40)$$

E_h , E_a y E_c son el módulo de Young del hormigón, del acero longitudinal de refuerzo y del material compuesto, respectivamente, y A_h , A_a y A_c son las áreas asociadas a éstos. Para obtener el módulo elástico compuesto se consideró que los módulos elásticos en el hormigón y en el acero de refuerzo eran de $E_h = 2.8 \times 10^4$ MPa y $E_a = 2.0 \times 10^5$ MPa, respectivamente.

4.2 Validación del modelo

El modelo simplificado propuesto se calibró⁽⁴⁾ utilizando los resultados obtenidos en campañas experimentales realizadas al puente por el Instituto ÖFPZ-ARSENAL^(13, 15). Durante estas campañas experimentales se determinaron amortiguamientos, formas modales y frecuencias de vibración. Entre los resultados obtenidos, en las columnas dos y cinco de la tabla 1 se muestran los valores de las seis primeras frecuencias y periodos experimentales, respectivamente. Además, el puente Warth se analizó con un modelo simple de elemento finito (modelo EF), a través del código comercial ABAQUS⁽¹⁶⁾. Este último modelo, cuyas propiedades dinámicas son similares a las obtenidas experimentalmente (ver tabla 1), sirvió para comparar las respuestas elásticas máximas del puente Warth con éste y con el modelo simplificado propuesto. Por último, durante el proceso de verificación del modelo propuesto se utilizó como variable de calibración al módulo cortante, G , de los apoyos. Los principales

resultados generados con el modelo simplificado se presentan en las columnas cuatro y siete de la tabla 1.

Comparando todos los valores de la tabla 1, se observa que existe una buena concordancia entre ellos, excepto para las últimas dos filas, cuyos valores divergen un poco. Este último aspecto no es esencial, ya que como se verá en los resultados de los siguientes análisis, en el modelo de EF y en el procedimiento simplificado propuesto los primeros modos de vibración gobiernan la respuesta de la estructura.

4.3. Análisis modal

A través del modelo de EF y del modelo simplificado propuesto se determinó la respuesta de la estructura mediante un análisis modal. Para este análisis se empleó como aceleración externa a una función senoidal de frecuencia concordante con la frecuencia fundamental de la estructura (ver tabla 1), de 10 s de duración. Del análisis modal se obtuvieron las respuestas máximas de cada grado de libertad (en la cabeza de las pilas), en forma de desplazamientos, velocidades y aceleraciones. Tales respuestas, generadas con ambos modelos, se muestran en la tabla 2. Comparando los valores de esta tabla se concluye que el modelo simplificado captura de manera razonable la máxima respuesta de la estructura.

4.4. Peligrosidad sísmica en la zona de ubicación del puente

La estructura en estudio se encuentra localizada en Austria, en la denominada cuarta región, según la normativa de dicho país como de sismicidad moderada. Dicha zona está caracterizada en los actuales códigos de diseño sísmico⁽¹²⁾ por una aceleración horizontal máxima de 0.1 g. Históricamente, las magnitudes máximas registradas (en la escala de Richter) para esta región son próximas al valor de 5.5, aunque algunas investigaciones deducen que la magnitud máxima probable podría ser de 6.0.

Para la definición de la peligrosidad de la zona de ubicación del puente Warth se optó por la utilización de registros sísmicos simulados, ya que los registros reales disponibles eran escasos para obtener conclusiones estadísticas confiables. Dentro del campo de la simulación de sismos, se utilizaron modelos no estacionarios para la generación de señales artificiales⁽¹⁷⁾. Estos modelos se basan en la compatibilidad de los espectros de respuesta, entre las señales artificiales y los registros reales, para obtener procesos estacionarios, como suma de funciones senoidales de ángulo de fase aleatorio.

En el proceso de generación de señales no estacionarias artificiales se utilizaron como registros reales originales 24 acelerogramas, ocho para cada punto de ubicación de pilas en las direcciones longitudinal, transversal y vertical. Estas señales originales fueron simuladas por Panza et al.⁽¹⁷⁾ a través de modelos sismológicos deterministas de la zona de ubicación del puente, considerando un escenario sísmico probable de magnitud 5.5, una distancia a la fuente de 8 Km y una duración total de 20 s⁽¹⁷⁾.

A partir de los 24 registros originales se simularon familias 20 registros artificiales, similares en su aspecto, pero diferentes en el detalle. En estas familias de sismos, la naturaleza evolutiva de los registros originales fue definida mediante la función de modulación base, en frecuencias y amplitudes, del modelo de Shinozuka y Sato⁽¹⁸⁾. Así, para el estudio de la vulnerabilidad del puente Warth la peligrosidad se definió mediante 20 acelerogramas artificiales para cada pila, característicos del escenario sísmico planteado.

4.5. Curvas de fragilidad

La predicción de daño por sismo que una estructura puede sufrir durante su vida útil es un problema de solución probabilística, debido a las incertidumbres inherentes en las características de la futura acción externa y del modelo estructural. La herramienta más útil y adecuada para realizar análisis estadísticos es la simulación de Monte Carlo⁽¹⁹⁾.

Modo	Frecuencias f , (ciclos/s)			Periodos T , (s)		
	Experimental	EF	Modelo simplificado	Experimental	EF	Modelo simplificado
1	0.80 (t)	0.845 (t)	0.858	1.25 (t)	1.18 (t)	1.17
2	1.10 (t)	1.070 (t)	1.064	0.91 (t)	0.93 (t)	0.94
3	1.62 (t)	1.500 (t)	1.282	0.62 (t)	0.67 (t)	0.78
4	2.23 (t)	1.930 (t)	1.400	0.45 (t)	0.52 (t)	0.71
5	2.98 (t)	2.55 (t)	1.68	0.34 (t)	0.39 (t)	0.60
6	3.77 (t)	3.03 (t)	2.982	0.27 (t)	0.33 (t)	0.33

t = transversal

Tabla 1. Frecuencias y periodos de los diferentes análisis

Número de pila	Valores máximos en el cabezal de pilas. Modelo EF			Valores máximos en el cabezal de pilas. Modelo simplificado		
	Desp. (cm)	Vel. (cm/s)	Acel. (cm/s ²)	Desp. (cm)	Vel. (cm/s)	Acel. (cm/s ²)
1	3.52	17.79	17.79	2.16	11.41	61.39
2	7.24	36.64	36.64	6.94	35.85	188.79
3	8.51	42.00	42.00	7.71	39.91	209.11
4	6.22	31.20	31.20	5.62	29.30	154.06
5	2.61	13.11	13.11	1.86	9.42	55.02
6	0.37	1.87	1.87	0.25	1.21	9.93

Tabla 2. Valores máximos obtenidos con los modelos de EF y simplificado

A través de la aplicación de algoritmos estadísticos como la simulación de Monte Carlo es posible generar grandes muestras (llamadas variaciones) de las variables de entrada (datos), cuyos histogramas se aproximan a la distribución marginal de las poblaciones asociadas. A partir de estas variaciones se pueden generar, a su vez, poblaciones igualmente grandes de las variables de salida (resultados), mediante el uso de una herramienta de solución específica y determinista.

Considerando las incertidumbres asociadas a la futura carga externa que afecta al puente y a su modelación, la estimación de su posible daño pasa a través de simulaciones de Monte Carlo que generen curvas de fragilidad. Este tipo de análisis fue realizado aplicando el código comercial PROMENVIR⁽²⁰⁾, el cual es una herramienta de cómputo para resolver problemas de análisis estocásticos de sistemas físicos generales. Dentro del marco de simulaciones de Monte Carlo y del programa PROMENVIR, se utilizó el método de muestreo Latino Hipercúbico, con el cual se obtienen muestras pequeñas de resultados confiables.

Para las simulaciones de Monte Carlo es necesario definir las variables de entrada consideradas como aleatorias y sus funciones de distribución marginal. Conforme al procedimiento de análisis del daño descrito anteriormente⁽⁴⁾, en este trabajo se seleccionaron como variables aleatorias los siguientes datos:

- Geométricos: b , h , t_1 , t_2 , t_3 , t_4 , L_p y A_d en pilas; A_v y L en vigas; y A_p , a y h_d en apoyos
- Mecánicos: f'_c , f_t , E_c , E_u , G_t y γ_c en pilas; E_v y γ_v en vigas; y G en apoyos

donde b , h , t_1 , t_2 , t_3 , y t_4 son la base, altura, y espesores de la sección cajón de pilas; L_p , L y a son las longitudes de pilas, vigas y apoyos, A_a , A_v y A_p son las áreas de pilas, vigas y apoyos, y h_a es la distancia en planta entre apoyos. Por su parte, f'_c y f_t son los esfuerzos uniaxiales a compresión y tensión en pilas; E_c , E_a y E_v son los módulos elásticos del hormigón y del acero de refuerzo en pilas y del hormigón reforzado en las vigas, γ_c y γ_v son las densidades de pilas y vigas, G_f es la energía de fractura en pilas y G es el módulo cortante en apoyos. En cuanto a la aleatoriedad de la señal externa, ésta fue tratada conforme a lo comentado en el apartado anterior, esto es, se consideraron como variables aleatorias al ángulo de fase de las funciones senoidales que forman el proceso estacionario y al número de registro a utilizar.

A través de diferentes pruebas analíticas y experimentales desarrolladas por diversos investigadores se han definido las funciones de distribución y los coeficientes de variación de cada una de las variables aleatorias de entrada.

Muchas de las pruebas analíticas o experimentales consultadas para asignar estas distribuciones se basan en el estudio de columnas de edificaciones, aunque algunos datos provienen de pilas de puentes. En cualquier caso, la función de distribución, media y coeficientes de variación de cada parámetro de entrada se muestran en las tablas 3, 4 y 5 para las variables aleatorias mecánicas, geométricas y otras, respectivamente. En todas estas tablas se indican, también, las referencias de las cuales estos datos fueron tomados.

Como valor medio de cada variable aleatoria (tablas 3 a 5) se asignó el valor nominal obtenido de los planos originales de la estructura. Conocido este valor medio y asignado el coeficiente de variación de éstas después de una revisión bibliográfica, se obtuvo la desviación estándar. Además, la función de distribución marginal de las variables de entrada fue limitada a más o menos tres desviaciones estándar, considerando así que el 99.7% de los valores de las variables aleatorias caen dentro de este rango.

Como variables de respuesta estructural (variables de salida) se consideró al daño máximo de cada pila (índices de daño de pilas, ecuaciones 34 y 35) y al daño máximo del puente (índices de daño global, ecuaciones 36 a 38).

4.6. Resultados

Para cada variable de salida se realizaron análisis estadísticos, de los cuales se determinaron los momentos estadísticos principales, como media ($\bar{x}$), intervalo de confianza de la media ($(\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%}$), varianza (Var), desviación estándar (σ), intervalo de confianza de la desviación estándar ($(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$) y coeficiente de variación. Además, se obtuvieron los histogramas y las curvas de frecuencias acumuladas versus daño. Para cada curva de frecuencias acumuladas empíricas se ajustaron modelos de probabilidad teóricos, bajo niveles de significancia de 0.1, 0.05 o 0.01. En la simulación de Monte Carlo realizada se consideró una muestra aleatoria de 500 elementos, valor que es considerado suficiente para obtener conclusiones estadísticas.

En la simulación realizada se despreció el efecto de interacción suelo-estructura, conforme a los resultados determinados en campañas experimentales. En este ejemplo la excitación externa en cada pila se definió mediante familias de 20 acelerogramas, generadas a partir de registros deterministas para el escenario sísmico definido en el apartado 4.4. Para cada variación de la simulación de Monte Carlo y para cada pila del puente se asignó un elemento diferente de estas familias de seísmos, considerando que el número asociado a esta señal seguía una distribución de probabilidad uniforme entre 1 y 20, como se muestra en la tabla 5. Los momentos estadísticos, del daño en pilas y en el puente, obtenidos en esta simulación se muestran en las tablas 6 y 7. En esta tabla y $x_{\min}$ y $x_{\max}$ son los valores mínimo y máximo de la variable aleatoria x , respectivamente.

Variable	Media	Covarianza	Distribución	Referencias
f'_c (MPa)	40.0	0.18	Lognormal	21, 22, 23, 24, 25
f_t (MPa)	4.0	0.05	Lognormal	26, 27
E_c (MPa)	2.8E04	0.077	Lognormal	23, 27, 28
E_a (MPa)	2.1E05	0.08	Lognormal	23, 27, 29
G_f (KJ/m ²)	1.0	0.003	Lognormal	29, 30, 31
A_a (m ²)	Variable	0.1	Lognormal	17, 32
γ_c (kN/m ³)	24.5	0.05	Lognormal	2
E_v (MPa)	3.18E04	0.077	Lognormal	23, 27
γ_v (kN/m ³)	28.2	0.05	Lognormal	2
G (MPa)	Variable	0.077	Lognormal	23, 27

Tabla 3. Características probabilísticas de las variables aleatorias mecánicas

Variable	Media	Covarianza	Distribución	Referencias
b (m)	2.50	0.021	Lognormal	25, 27, 32
h (m)	6.80	0.027	Lognormal	23, 25
t_1 (m)	0.30	0.06	Lognormal	28
t_2 (m)	0.30	0.06	Lognormal	28
t_3 (m)	0.50	0.06	Lognormal	28
t_4 (m)	0.50	0.06	Lognormal	28
L_p (m)	Variable	0.045	Lognormal	25, 28
A_v (m ²)	10.141	0.0095	Lognormal	25, 32, 33, 34
L_v (m ²)	62.0, 67.0	0.045	Lognormal	25, 32
A_p (m ²)	0.005	0.0095	Lognormal	23, 27, 25, 32, 33
a (m)	0.25	0.027	Lognormal	23, 27, 25, 33
h_a (m)	4.50	0.045	Lognormal	25, 33

Tabla 4. Características de las variables aleatorias geométricas

Variable	Media	Rango	Distribución
Número de registros usados	10	1 – 20	Uniforme
K_T (MPa-m ³)	5.0×10^{10}	$1.0 \times 10^8 - 1.0 \times 10^{11}$	Uniforme

Tabla 5. Características de las variables aleatorias restantes

Momento	Daño						
	D_m	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6
$\bar{x}$	3.59E-02	4.52E-02	1.98E-02	2.17E-02	4.97E-02	7.60E-02	2.94E-03
$(\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%}$	3.13E-02	3.15E-02	1.45E-02	1.63E-02	3.73E-02	6.32E-02	0.00E+00
	4.05E-02	5.89E-02	2.52E-02	2.72E-02	6.21E-02	8.88E-02	8.30E-03
$Var(x_1, \dots, x_N)$	3.78E-02	1.13E-01	4.40E-02	4.52E-02	1.03E-01	1.06E-01	4.40E-02
$(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$	3.46E-02	1.01E-01	4.02E-02	4.13E-02	9.39E-02	9.70E-02	4.06E-02
	4.10E-02	1.23E-01	4.78E-02	4.90E-02	1.11E-01	1.15E-01	4.82E-02
$\sigma(x_1, \dots, x_N)$	1.43E-03	1.28E-03	1.93E-03	2.04E-02	1.05E-02	1.13E-03	1.97E-03
COV	105.3	250.8	221.8	208.4	206.7	139.6	151.2
$x_{\max}$	0.36	0.87	0.30	0.31	0.50	0.58	0.14

Tabla 6. Momentos estadísticos para índices de daño global medio y local de pilas.

Momento	Daño						
	D_m	D_p	D_a	Momento	D_m	D_p	D_a
$\bar{x}$	3.59E-02	1.94E-01	2.07E-02	$(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})_{95\%}$	2.28E-02	1.58E-01	2.28E-02
$(\bar{x}_{\min}, \bar{x}_{\max})_{95\%}$	3.13E-02	1.73E-01	1.17E-02	$\sigma(x_1, \dots, x_N)$	2.71E-02	1.88E-01	2.71E-02
	4.05E-02	2.15E-01	2.37E-02		6.22E-04	2.99E-02	6.22E-04
$Var(x_1, \dots, x_N)$	3.78E-02	1.73E-01	2.49E-02	COV	120.5	89.1	120.5
-	-	-	-	$x_{\max}$	0.36	0.99	0.24

Tabla 7. Momentos estadísticos de los índices de daño global.

En las tablas 6 y 7 se observa que los valores medios de los índices de daño global son $D_m = 3.6\%$, $D_p = 19.4\%$ y $D_a = 2.1\%$. Por su parte, la media de los índices de pila definidos por la ecuación 34 está comprendida entre el 0.3% y el 7.6%, mientras que la media de los índices de pila determinados con la ecuación 35 es del orden del 2%.

De la simulación de Monte Carlo se generaron los histogramas y distribuciones de frecuencias acumuladas empíricas de las variables de salida. Para determinar los histogramas se asumieron 22 clases, considerando los valores mínimo y máximo que cada variable tomaba en la muestra estadística, los cuales se indican en las últimas filas de las tablas de resultados asociadas. En la figura 9 se presentan los histogramas de los índices de daño global obtenidos para este ejemplo.

Para cada una de las curvas empíricas de distribución acumulada de frecuencias se ajustaron modelos teóricos, considerando las pruebas de bondad de ajuste Chi-cuadrada y Kolmogorov-Smirnov. Como se observa en los histogramas de la figura 9, la frecuencia de la primera clase es mucho mayor que las restantes, debido a que los acelerogramas utilizados no producen daños en buena parte de las variaciones de la simulación. Esto causa que, en algunos casos, el proceso de ajuste no pase las pruebas estadísticas definidas, por lo que, los valores de índices de daño nulo (menores a 1.0×10^{-6}) fueron eliminados de la muestra y los ajustes se realizaron con los valores restantes. Entonces, se puede decir que las curvas teóricas así ajustadas son curvas condicionadas a la ocurrencia del daño.

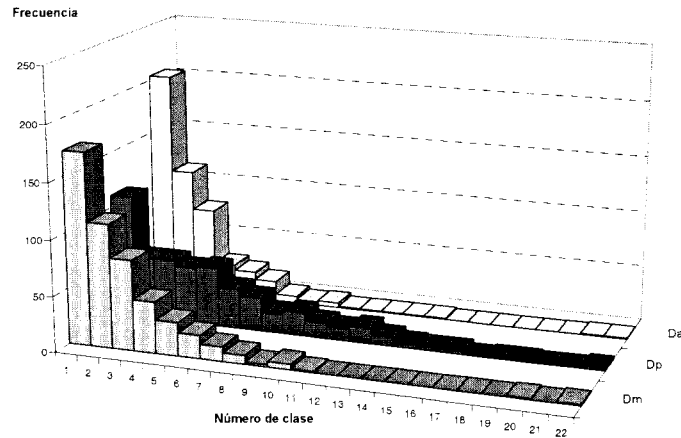


Figura 9. Histogramas de los índices de daño global.

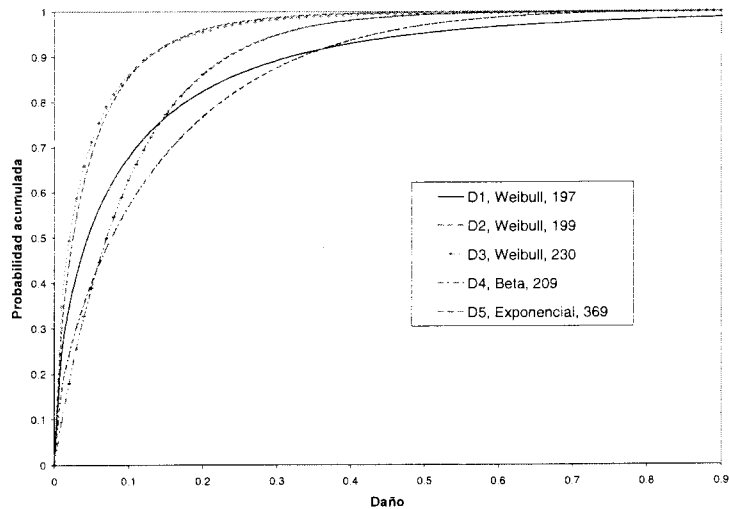


Figura 10. Curvas de fragilidad de los índices de daño de pilas

Las curvas de fragilidad ajustadas a los resultados de este ejemplo se muestran en las figuras 10 a 12. En estas figuras se muestra, en el recuadro interno, la función de distribución teórica ajustada y el número de elementos de la muestra utilizados en el ajuste. Entonces, para el ejemplo de la figura 12, D_m , Exponencial, 500 significa que el daño global medio se ajustó a una distribución de probabilidad tipo Exponencial usando 500 elementos. De las curvas de fragilidad se puede deducir, por ejemplo (ver figura 12), que el daño global D_p será menor a 0.1 con una probabilidad aproximada de 0.45, cuando la excitación externa sea similar a la aquí empleada.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una estructura real, mediante una estimación simplificada del daño ocasionado por sismo. Esta estructura, de longitud total de 459 m, fue construida hace más de 30 años, y conforme a los actuales códigos de diseño sísmico de la zona de su ubicación se debe estudiar su comportamiento para evitar daños futuros.

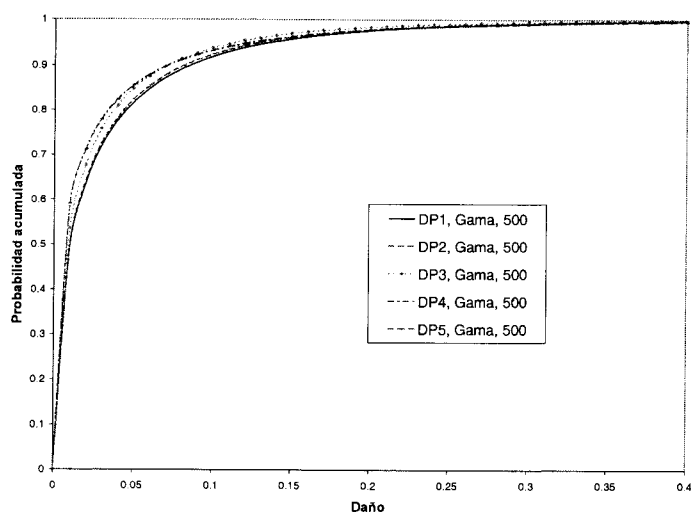


Figura 11. Curvas de fragilidad de los índices de daño de periodos de pilas

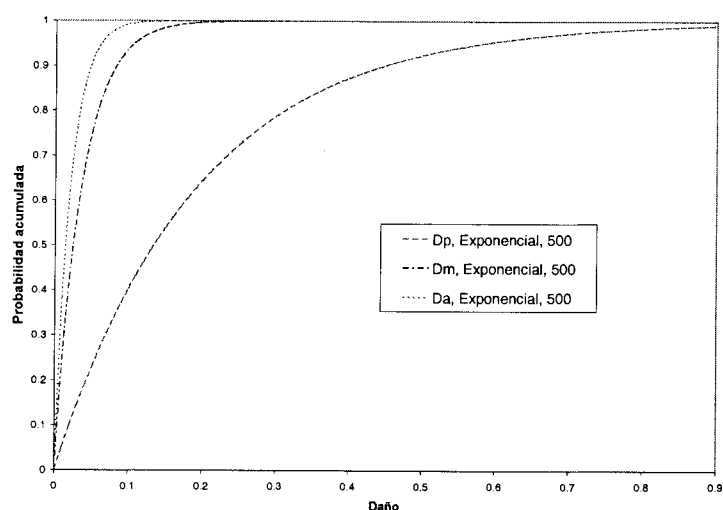


Figura 12. Curvas de fragilidad de los índices de daño global.

El modelo propuesto se divide en la caracterización elástica de la estructura y en la estimación del daño máximo ocasionado por sismo. La formulación elástica se logra considerando un modelo dinámico, cuyos grados de libertad son los desplazamientos transversales en la cabeza de pilas. Dentro de la etapa no lineal se consideran que las vigas permanecen en el rango elástico, por lo que los únicos elementos estructurales susceptibles de sufrir daño son las pilas. En la evaluación del daño máximo en las pilas se aplica una formulación paso a paso y un procedimiento de solución iterativa que busca la convergencia en cada incremento de tiempo, para lo cual se utilizan los algoritmos numéricos de Newton-Raphson y Newmark. Además, en cada incremento de tiempo se emplea un modelo de daño, basado en la Mecánica del Daño Continuo, para definir la degradación en la sección transversal de pilas. Dentro de este proceso, la matriz de rigidez elástica formulada en la etapa lineal es continuamente actualizada, mediante la evaluación de la inercia degradada de cada una de las pilas

que componen al puente. El daño generado por sismo es representado cuantitativamente mediante dos índices de daño de pilas y tres índices de daño global del puente. Los índices de daño global son función de los índices de pilas propuestos y dan idea del daño máximo medio en la estructura.

Para definir la vulnerabilidad sísmica del puente de estudio, con la metodología simplificada propuesta, se realizó una simulación de Monte Carlo. En ésta se consideraron las incertidumbres asociadas a los parámetros estructurales y a la carga sísmica. Está última a partir de estimaciones de familias de sismos artificiales en la base de cada pila, generadas mediante sismos deterministas de magnitud 5.5 y distancia a la fuente de 8 Km.

De los resultados obtenidos se concluye que las medias de los daños globales son $D_m = 3.6\%$, $D_p = 19.4\%$ y $D_a = 2.1\%$. Por su parte, la media de los índices de pila está comprendida entre el 0.3% y el 7.6%, mientras que la media de los índices de pila de periodos es del orden del 2%. Así, se puede concluir que el posible daño que sufriría la estructura sería mínimo, reparable con técnicas comunes que sólo ocasionarían la parcial interrupción del funcionamiento de la estructura. Todas las conclusiones destacadas se basan en la consideración de que la futura excitación externa tiene características similares a las aquí consideradas. Excitaciones sísmicas diferentes en magnitud, distancia a la fuente o contenido de frecuencias pueden producir variaciones en la respuesta de la estructura, lo que acrecienta la importancia de realizar más análisis considerando diferentes escenarios sísmicos y verificando la influencia de los distintos parámetros.

El ejemplo de análisis aquí desarrollado muestra que la metodología de análisis simplificado de caracterización del daño en el puente Warth es adecuada, confiable y económica en el caso de análisis múltiples, como en las simulaciones de Monte Carlo. Un ejemplo de simulación de 500 muestras con una máquina Silicon Graphics Origin 2000 con 8 procesadores de 300 MHz se obtiene en un tiempo aproximado de tres horas y media.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue parcialmente patrocinado por la Comunidad Europea mediante el proyecto ENV4-CT-97-0574 "Advanced methodologies to assessment the seismic vulnerability of highway bridges" y a través del programa de becas de doctorado para la formación del personal investigador (FI) de la Generalitat de Catalunya. Los autores quieren agradecer a Jorge Hurtado por su colaboración y comentarios en la generación de señales sísmicas artificiales.

REFERENCIAS

1. Priestley, M. J. N.; F. Seible y C. M. Uang (1994). "The Northridge earthquake of January 17, 1994". Structural Systems Research Project, University of California at San Diego. Reporte Técnico **SSRP-94/06**.
2. Park, Y. J., A. H. Ang y Y. K. Wen (1985). "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings". *Journal of Structural Engineering*, **111(4)**:740-757.
3. Gómez Soberón, C., A. Barbat y S. Oller (1999). "Vulnerabilidad de puentes de autopista: un estado del arte". Monografía de Ingeniería Sísmica, **CIMNE IS-41**.
4. Gómez Soberón, C. S. Oller y A. Barbat (2001) "Assessment of the seismic vulnerability of bridges using simple models". Monographs of Seismic Engineering, en prensa.
5. Clough, R. y J. Penzien (1975). "*Dynamics of structures*". MacGraw Hill.
6. E8. "Eurocódigo 8. Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2: Puentes". Volumen **UNE-ENV 1998-2**. *Norma Europea Experimental*.

7. Powell, G. A. y R. Allahabadi (1988). "Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16(7)**:719-734.
8. Oliver, J., M. Cervera, S. Oller y J. Lubliner (1990). "Isotropic damage models and smeared crack analysis of concrete". Second International Conference on *Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*, **2**:945-958, Austria.
9. Oller, S., B. Luccioni y A. Barbat (1996). "Un método de evaluación del daño sísmico de estructuras de hormigón armado". *Revista Internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño en Ingeniería*, **12(2)**:215-238.
10. Press, W. H., S. A. Teulosky, W. T. Vetterling y B. P. Flannery (1992). "*Numerical recipes in Fortran 77. The art of scientific computing. Volume I*". Cambridge University Press.
11. DiPasquale, E. y A. S. Cakmak (1990). "Seismic damage assessment using linear models". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **9 (4)**:194-197, Princeton, NJ, USA.
12. ÖNORM B4015-2 (1998). "Belastungsannahmen im bauwesen. Außergewöhnliche einwirkungen erdbebeneinwirkungen grundlagen. Código de diseño sísmico austriaco.
13. Flesch, R. G., P. H. Kirkegaard, C. Kramer, M. Brughmans, G. P. Roberts y M. Gorozzo (1999). "Dynamic in situ test of bridge WARTH/Austria". Reporte Técnico, **TU-Graz, TUG TA 99/0125**.
14. Hull, D. (1987). "*Materiales compuestos*". Editorial Reverté, España.
15. Duma, G. y S. Seren (1998). "Determination of basic seismological parameters for the Warth bridge site". Technical report CIMG. Department of Geophysics, Austria.
16. "ABAQUS. User Manual" (1999). Hibbit Karlsson and Sorensen, HKS. Versión 5.8.
17. Panza, G. F., F. Romanelli and F. Vaccari (2001) "Effects on bridge seismic response of asynchronous motion at the base of the bridge piers". International Center of Theoretical Physics (ICTP), Report **5/1,2,3F**, Trieste, Italy.
18. Hurtado, J. E. (1998). "Stochastic dynamics of hysteretic structures". Monograph series in earthquake engineering, **CIMNE IS-25**.
19. Hurtado, J. E. y A. Barbat (1998). "Monte Carlo techniques in computational stochastic mechanics". *Archives of Computational Methods in Engineering. State of the art reviews*, **5(1)**: 3-30.
20. PROMENVIR. "*A meta-computing system for computational stochastic mechanics. User's Manual*" (1999). CASA División Espacio.
21. Bazant, Z. P. y K. L. Liu (1985). "Random creep and shrinkage in structures: sampling". *Journal of Structural Engineering*, **111(5)**:1113-1134.
22. Enright, M. P. y D. M. Frangopol (1998). "Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced-concrete bridge beams under corrosion". *Journal of Engineering Structures*.
23. Mirza, S. A. y J. G. MacGregor (1979). "Variations in dimensions of reinforced concrete members". *Journal of the Structural Division*, **105(4)**:751-765.
24. Nowak, A. S., A. S. Yamani y S. W. Tabsh (1994). "Probabilistic models for resistance of concrete bridge". *ACI Structural Journal*, **91(3)**:269-276.
25. Steinberg, E. P. (1997). "Reliability of structural steel haunch connections to pretressed concrete". *Journal of Structural Engineering*, **123(10)**:1382-1389.
26. Ellingwood, B. y T. A. Reinhold (1980). "Reliability analysis of steel beam-columns". *Journal of Structural Engineering*, **106(ST12)**:2560-2564.
27. Mirza, S. A. (1996). "Reliability-based design of reinforced concrete columns". *Structural Safety*, **18(2/3)**:179-194.
28. Shadi, N. A., M. Saiidi y D. Sanders (2000). "Seismic response of reinforced concrete bridge pier wall in the weak directions". Multidisciplinary Center on Earthquake Engineering, Reporte Técnico **MCEER-00-0006**.
29. Diniz, S. M. C. y D. M. Frangopol (1990). "Reliability bases for high-strength concrete columns". *Journal of Structural Engineering*, **123 (10)**:1375-1381.

30. Alvaredo, A. M. y F. H. Wittmann (1998). "Shrinkage as influenced by strain softening and crack formation". *RILEM Creep and Shrinkage of Concrete*. (13). Editado por Z. P. Bazant y I. Carol. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
31. Bartlett, F. M. y J. G. MacGregor (1996). "Statistical analysis of the compressive strength of concrete structures". *ACI Materials Journal*, **93(2)**:158-168.
32. Trautner, J. J. y D. M. Frangopol (1991). "Safety sensitivity functions for reinforced concrete beams". *ACI Structural Journal*, **88(5)**:631-640.
33. Udoeyo, F. F. y P. I. Ugbem (1995). "Dimensional variations in reinforced concrete members". *Journal of Structural Engineering*, **121(12)**:1865-1867.
34. O'Connor, J. M. y B. Ellingwood. "Reliability of nonlinear structures with seismic loading". *Journal of Structural Engineering*, **113(5)**:1011-1028.

Vulnerabilidad sísmica estructural y diseño del refuerzo sismorresistente de la Catedral Basílica de Manizales, Colombia

Omar Darío Cardona A.

Ingeniar Ltda.
Universidad de los Andes
Bogotá, Colombia

RESUMEN

En 1928 se inició la construcción de la Catedral Basílica de Manizales, en el centro occidente de Colombia. Est edificio de estilo neogótico fue contruido en hormigón armado cuando apenas habían pasado veinte años de la aparición de este material en el mundo. En 1938, 1962 y 1979 este templo sufrió la acción de terremotos importantes que afectaron su estructura de manera significativa. La Subdirección de Monumentos del Instituto Nacional de Vías, hoy la Dirección de Patrimonio del Ministerio de Cultura y la Gobernación de Caldas promovieron la realización de los estudios de vulnerabilidad sísmica estructural y el diseño de la rehabilitación sismorresistente, con el fin de proteger este templo declarado Monumento Nacional en 1981. En este informe ejecutivo se presenta un resumen de los trabajos realizados para el diagnóstico de la vulnerabilidad estructural y las técnicas mediante las cuales se debe llevar a cabo el refuerzo sismorresistente de este edificio, símbolo de una cultura sísmica local que se desarrolló desde el siglo diez y nueve en la región cafetera de Colombia.

ABSTRACT

In 1928, the construction of the Cathedral Basilic of Manizales was begun, in the western centre of Colombia. This building of neo-gothic style was built in reinforced concrete, only almost twenty years after the appearing of that material in the world. In 1938, 1962 and

1979 the temple suffered the action of important earthquakes that affected its structure significantly. The Office of Monuments of the National Institute of Roads, today changed to the Directorate of Patrimony of the Ministry of Culture, and the Office of the Caldas Governor promoted the achievement of the seismic structural vulnerability studies and the earthquake resistant retrofitting design to protect the temple, declared as national monument in 1981. This paper presents a summary of the studies developed to make the diagnostic of the structural vulnerability and the techniques to carry out the earthquake reinforcement of this building, symbol of a local seismic culture that existed from the nineteenth century in the coffee growing region of Colombia.

1 INTRODUCCION

La Catedral de Manizales es uno de los edificios más representativos de la denominada “Arquitectura Republicana” impulsada de manera notable y singular después de los incendios de los años 20 en la ciudad de Manizales. Su diseño fue realizado por el Arquitecto francés Julien Polty entre 1927 y 1928, después del incendio de 1926, en un concurso que se realizó en París y en el cual se favoreció la propuesta neogótica del arquitecto Polty sobre la de Ponteraud y la art deco de Tournon. Su construcción se realizó entre 1929 y 1939 por la firma Papio, Bonarda & Co. en “cemento armado”, considerándose como la segunda obra maestra de la arquitectura colombiana en concreto. Su construcción tuvo varias interrupciones de varios años, la crisis de los 30 hizo que se suspendiera su construcción en octubre de 1929, la cual sólo se pudo reanudar en febrero de 1935. Infortunadamente, este monumental templo de 100 m de altura ha sido víctima de varios terremotos importantes en la ciudad. Aunque el sismo de 1938 no le causó graves daños debido a que aun no se habían construido totalmente sus torres o agujas, le causó las primeras lesiones al sistema estructural. En 1962, la Catedral sufrió graves daños, debido al colapso total de una de sus torres y de muchos ornamentos esculturales. Las tres torres más bajas tuvieron que ser reforzadas mediante estructuras metálicas y durante varios decenios la cuarta torre noroccidental colapsada se mantuvo sin su debida reconstrucción. En 1979 la Catedral sufrió de nuevo graves daños en sus paredes portantes de hormigón que se agrietaron de manera notable en varios sitios. Aunque se han realizado algunos trabajos de mejoramiento de partes de la Catedral, como el sellado de grietas, impermeabilizaciones, adecuación de bajantes de lluvias, realización de acabados parciales, etc. la mayor preocupación en el gremio profesional de la ingeniería y arquitectura local, desde tiempo atrás, ha sido que su estructura ofrece aparentemente importantes debilidades ante sismos severos como los que se pueden esperar en la ciudad. Nuevos esfuerzos con el propósito de restaurar el templo se han realizado recientemente con el fin de llevar a cabo un diagnóstico detallado de sus condiciones de vulnerabilidad sísmica estructural y de la manera como se le puede suministrar una mayor capacidad de respuesta en términos de rigidez, resistencia y disipación de energía. Estos estudios se han realizado utilizando técnicas modernas de diseño virtual, análisis con elementos finitos y para la solución del refuerzo se propone la intervención de la base de la aguja central, el control de la estabilidad de las cuatro agujas esquineras y la realización de varios muros estructurales nuevos y adhosados en puntos estrategicos que garanticen un buen comportamiento de la estructura. De esta manera, se espera proteger el templo; patrimonio arquitectónico de la ciudad y del país, ante los futuros sismos que se esperan en la región.

2 ASPECTOS HISTORICOS

Para abordar el análisis histórico de la Catedral se hizo necesario recurrir a fuentes primarias, fundamentalmente a la revisión de los diarios de la época, única manera de determinar con exactitud los períodos en que fue construido el templo, en qué estado fue interrumpido y cómo lo afectaron los principales sismos; así como aspectos relativos a la concepción espacial, diseño estructural, idoneidad de los artífices, calidad de los sistemas y materiales de construcción, etc., todos datos imprescindibles que no están registrados en ninguna fuente secundaria. En efecto, los trabajos de interpretación histórica más completos en los campos de la construcción y la arquitectura de Manizales, por lo menos hasta 1930, no especifican sobre la construcción del templo. Como complemento insustituible de las fuentes primarias escritas se recurrió al estudio de las fotografías de la construcción de la Catedral, consignadas en varias publicaciones. Finalmente, el análisis precisa el estado del arte del hormigón armado en el mundo, sistema constructivo empleado en la Catedral, y su relación con las condiciones tecnológicas de Colombia y de Manizales.

2.1 El templo como símbolo

Cuando se inicia la construcción de la actual Catedral de Manizales (1928), la ciudad apenas contaba con ochenta años de vida. Desde su Fundación en 1849 el templo se constituyó, como era la impronta de la época, en el más importante signo urbano no sólo por su connotación religiosa sino por lo que significaba a nivel político y social. En efecto, el símbolo de la representación del poder y de la cohesión de la comunidad debía expresar esos significados mediante patrones constructivos y arquitectónicos paradigmáticos en dos sentidos: como concreción de los ideales de monumentalidad, belleza y solidez que estuvieran a su alcance, y al mismo tiempo como difusor de los mismos ideales a la ciudad en su conjunto. Por eso, cuando se pudo diferenciar del resto de edificaciones -al principio era una enramada pajiza de vara en tierra semejante a las otras- el templo pasó a destacarse no sólo por su tamaño y estilo sino que pretendió serlo por la tecnología empleada. Así, en el transcurso de esos ochenta años la construcción del edificio religioso sobre la Plaza pasó de los sistemas constructivos más rudimentarios y vernáculos -los característicos bahareques- cuando se constituyó el Curato, hasta alcanzar una de las tecnologías más avanzadas en el mundo ya como sede de la Diócesis de Manizales.

Primero -hacia 1870-, se lo construyó en tapia pisada como era la usanza para los mejores y más resistentes inmuebles en la tradición antioqueña. Pero en esta región esos paradigmas no eran viables: los fuertes temblores de las décadas del setenta y el ochenta decimonónicas resquebrajaron los muros de tapia y los ideales de solidez arquitectónica, hecho que obligó a los constructores a retornar al sistema del bahareque para erigir los principales edificios, lo que denominaron “estilo temblorero”, método empírico sismorresistente que cumplió su papel mientras comenzó a ser reemplazado por las tecnologías constructivas modernas. Por lo tanto, a fines de la década del ochenta fue demolida la averiada construcción parroquial de tapias.

Después, el nuevo templo de bahareque -construido entre 1888 y 1900-, para poder ser presentado con los atavíos propios del eclecticismo historicista en boga en Europa que tuvo que cubrirse con láminas metálicas protectoras de la humedad al no poderse recurrir a los grandes aleros que cumplían tradicionalmente esa función. Pero nuevamente fue destruido en la conflagración de 1926 cuando las recién mal instaladas redes de la energía eléctrica ocasionaban permanentes y lamentables cortocircuitos.

Lo anterior explica hasta qué punto era importante, en 1926, recurrir a una tecnología que garantizara para la Catedral de Manizales las mínimas seguridades derivadas de su sistema estructural. Porque hasta ese momento la historia de la construcción del signo religioso era también la historia de su destrucción y, por consiguiente, se debía emplear la técnica más avanzada que permitiera asegurar su incombustibilidad pero también su sismorresistencia (Esguerra, Jorge E., 1998).

3 LEVANTAMIENTO ARQUITECTONICO

Inicialmente se llevó a cabo la búsqueda de los planos originales, realizados por Julian Polty, los cuales se encontraron en el Fondo Cultural Cafetero en proceso de restauración. Dichos planos se digitalizaron, lo cual permitió realizar la primera aproximación al levantamiento geométrico del templo. Esta labor se desarrolló con equipos de alta resolución y barrido rápido que permitiera la reproducción sin causarle daño a los planos originales. Se utilizó un scanner de alta velocidad y excelente capacidad de captura logrando capturar módulos de imagen que a su vez fueron ensamblados posteriormente. Los planos ofrecieron información invaluable para la etapa de levantamiento geométrico, aunque la información allí contemplada no corresponde exactamente con las dimensiones reales del edificio.

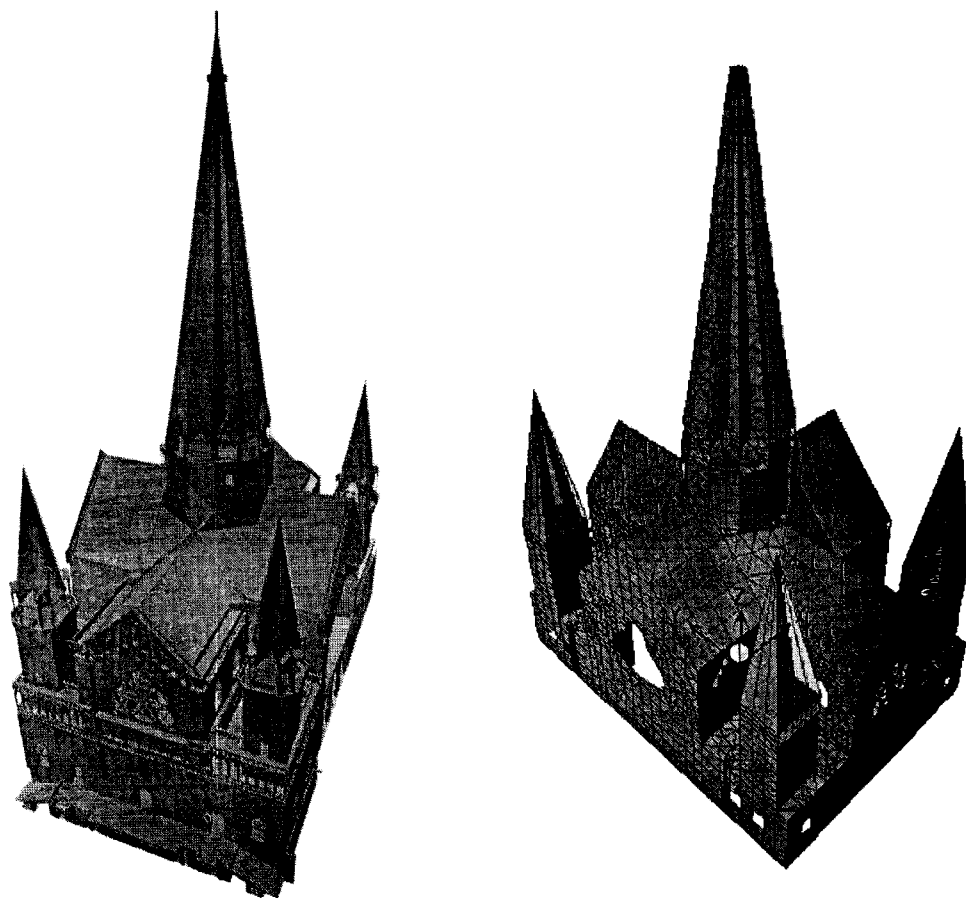


Figura 1. Vista isométrica levantamiento estructural y del modelo en elementos finitos

Se conformaron cuatro equipos de tres personas que realizaron la totalidad del levantamiento arquitectónico del templo, el cual se realizó de abajo hacia arriba mediante la verificación de las dimensiones. El equipo encargado de las zonas de mayor dificultad, por el riesgo que significaba en ciertos sitios llevar a cabo las mediciones, fue conformado por personas con una adecuada capacidad física y experiencia. Se utilizaron técnicas de alpinismo con equipos e instrumentos acorde con las circunstancias. Se llevó a cabo una nivelación de la losa de piso y un amarre de precisión. Se obtuvo sólo una diferencia de 2 mm entre las cotas más significativas. Dicha nivelación quedó ligada a coordenadas con respecto a un mojón geodésico ubicado cerca del edificio. Con base en la información obtenida en el levantamiento arquitectónico, se desarrolló el modelado virtual del edificio mediante el programa de computador ARCHICAD. El modelado se realizó con base en ajustes continuos llevados a cabo mediante un proceso de verificación y confrontación con las medidas reales del templo. Esta retroalimentación se apoyó con procesos de navegación y realidad virtual que optimizaron la confiabilidad del levantamiento. Una vez realizado el modelo virtual computarizado se desarrollaron planos que facilitaron la mayor comprensión del edificio y su respectiva modelación mediante mallas de discretización tridimensional en elementos finitos, Figura 1 y Figura 2, con fines de llevar a cabo el análisis estructural y el respectivo estudio de vulnerabilidad sísmica.

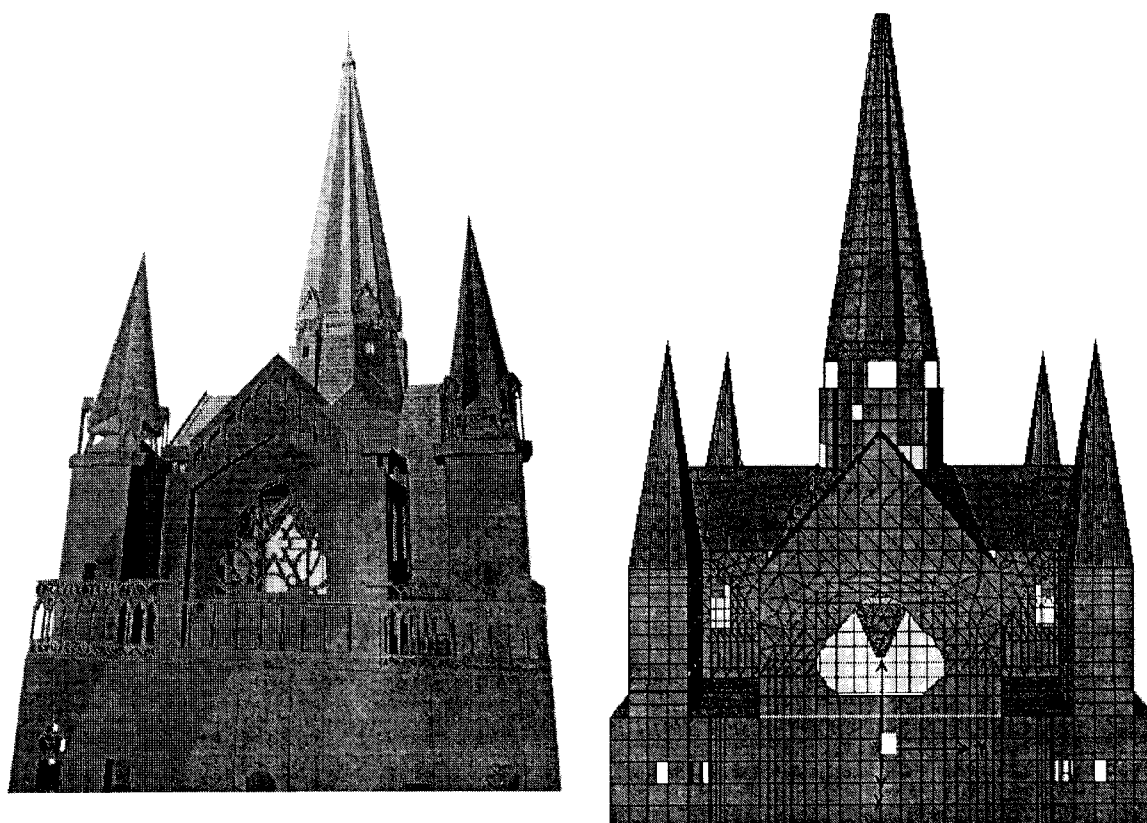


Figura 2. Vista longitudinal levantamiento virtual y modelo en elementos finitos.

4 EVALUACION DEL ESTADO DE LOS MATERIALES

Para la evaluación del estado de los materiales de la estructura se llevaron a cabo ensayos de tipo semidestructivo y no destructivo, acompañados por ensayos físicoquímicos, practicados directamente sobre la estructura, o en el laboratorio sobre muestras tomadas del concreto. De igual manera, con las mediciones profundidad de carbonatación (pérdida de pH) y los correspondientes recubrimientos del acero de refuerzo se modeló, usando un programa diseñado para tal efecto, la durabilidad residual de un número representativo de elementos de la estructura. Se tomaron muestras secas, sobre las cuales se determinaron los contenidos aproximados de materia orgánica y cuantía de cemento. También se realizaron las evaluaciones de resistencia a tensión directa del hormigón (cohesividad del soporte) efectuadas con el aparato de Sattec sobre varios sitios de la estructura. Se tomaron mediciones del potencial de corrosión y núcleos de hormigón para verificar la resistencia del mismo a la compresión.

La resistencia a compresión sobre núcleos extraídos se observa valores de resistencia variables, así como hay núcleos con más de 300 kg/cm², también hay núcleos con resistencias inferiores o cercanas a 100 kg/cm². La gran profundidad de carbonatación del hormigón fue el fenómeno predominante en las evaluaciones efectuadas. Aunque para la edad promedio de los elementos (60 años) se podría decir que ha habido un proceso de carbonatación *normal*, de todas maneras, y en vista de que por su misma naturaleza la Catedral no cuenta con un elemento protector anticarbonatación, este fenómeno se está desarrollando libre y progresivamente en el tiempo. En algunos elementos la baja de pH (por debajo del valor crítico de 9,5) ha alcanzado y sobrepasado el refuerzo, en otros elementos se acerca peligrosamente a él. En todos aquellos elementos con caras expuestas permanentemente al medio ambiente urbano, característico de la zona donde se encuentra la Catedral (con alto nivel de gases producto de las emisiones de los automoviles), y considerando que la humedad relativa es cercana al nivel óptimo (60%) para que este fenómeno de carbonatación se presente, existe un gran riesgo futuro de corrosión del acero de refuerzo. Cuando existe un gran recubrimiento del refuerzo, aunque se presenta carbonatación, el frente de baja de pH está aún lejos de alcanzar el refuerzo y despasivarlo, con lo cual la corrosión del acero se demorará en presentarse. Sin embargo, por defectos constructivos, en algunos elementos, parte del acero está muy expuesto, con recubrimientos mínimos, de algunos milímetros, o francamente expuestos y allí la corrosión localizada ha progresado fuertemente. Por otra parte, existen ya muchos elementos donde la carbonatación alcanzó el acero de refuerzo dejando la armadura (o un porcentaje grande de ella) desprotegida frente a la corrosión. A excepción de los elementos agrietados, realmente es baja la presencia de zonas donde se observen grietas típicas de corrosión y manchas propias de este fenómeno. Lo cual indica que el hormigón protegió adecuadamente el acero durante 60 o más años (ya que la construcción empezó en 1928), pero los resultados indican también que en muy pocos años puede desatarse un proceso corrosivo intenso y generalizado, que obligaría a reparaciones en grande escala en toda la estructura.

El contenido de materia orgánica, varió entre 10,7 % y 12,9%; todos los valores son mayores que el 5% aceptado por la NSR-98. Las causas de un porcentaje de materia orgánico elevado pueden ser explicadas por la presencia de agregado no síliceo dentro de los componentes del hormigón o por la carbonatación del mismo. El contenido de cemento,

calculado a partir del ensayo químico, fue en promedio de 408 kg/m³. Los resultados de resistencia a tensión en las pruebas de adherencia muestran un hormigón con alguna falta de cohesión superficial en la mayoría de los elementos evaluados, ya que en general la resistencia a tensión fue inferior a los 20 kg/cm². La estructura de la Catedral de Manizales se encuentra actualmente, desde el punto de vista de la patología de sus materiales, en un proceso crítico, ya que la carbonatación del hormigón ha avanzado lenta pero inexorablemente hasta alcanzar, y en muchos elementos, sobrepasar el acero de refuerzo. No se aprecia, actualmente, una gran actividad corrosiva, pero se va a desarrollar muy pronto ya que las condiciones están dadas para que ello ocurra: acero despasivado, espesores de recubrimiento muy bajos en elementos importantes y agrietamientos que dan paso, libre a la humedad y el oxígeno, ingredientes que completan el cuadro de elementos necesarios para que la corrosión tenga inicio.

5 MODELACION DE LA ESTRUCTURA

Para la definición de la geometría se utilizó el programa ANSYS versión 5.0, el cual se encuentra instalado sobre sistema UNIX en el Centro de Computación Avanzada para Ingeniería MOX de la Universidad de los Andes. El modelo consta principalmente de 2 tipos de elementos:

- ◆ Tipo Beam 4-(elastic beam): Elemento uniaxial con capacidad de tensión, compresión, y torsión. Este elemento tiene dos nodos y cada uno de estos tiene a su vez 6 grados de libertad.

- ◆ Tipo Shell 63-(elastic shell): Elemento con comportamiento de membrana y de flexión en el plano. Permite carga sobre el plano y normal a este. Este elemento está compuesto de 4 nodos los cuales a su vez tiene 6 grados de libertad por nodo (3 traslacionales, 3 rotacionales).

Para la definición de cada elemento se asignó un material y una sección. En las Tablas 1 y 2 se describen las secciones para cada tipo de elemento. El material que se utilizó en todo el modelo es un hormigón con un $f_c = 20\text{Mpa}$. En la Tabla 3 se presentan las propiedades del material.

Tabla 1. Características de las secciones de los elementos tipo Shell.

Elemento Shell	Espesor de pared[m]	Observación Ubicación
Shell 1	0.15	Aguja central (desde cota 50m-cota 91m)
Shell 2	0.30	Cuerpo del modelo*

*Nota: Cuerpo del modelo se refiere a la totalidad de la estructura exceptuando la aguja desde la cota 50m hasta 91m.

Después de la definición de el tipo de elemento, se procedió a la construcción del modelo aprovechando los recursos gráficos que dispone el programa ANSYS, como es la inserción de elementos, el acoplamiento de los mismos y el auto mallado, esta última herramienta, permite que se pueda mallar o hacer particiones de elementos para densificar la red de los mismos. Para la construcción del modelo en lo que se refiere a la parte geométrica fue necesario utilizar 6437 nodos, 8738 elementos tipo shell y 108 elementos tipo beam.

Tabla 2. Características de las secciones de los elementos tipo Beam.

Propiedades	Elemento Tipo Beam			
	Colum-central (cajón)			Colum-inter
Dimensiones	Ancho (m)	Fondo (m)	Espesor (m)	Diámetro(m)
	2.5	2.5	0.3	0.8
Area (m ²)	2.64			0.50
Ixx (m ⁴)	2.16			0.02
Iyy (m ⁴)	2.16			0.02

Tabla 3. Propiedades del concreto.

Propiedad	Valor
Masa por Unidad Volumen (Kg/m ³)	2500
Peso por Unidad Volumen (N/m ³)	24525
Relación de Poisson	0.20

1.1 Definición de cargas y tipo de análisis

Para definir las cargas se traslado el modelo a Sap2000 Non-Linear versión 6.11, en el que se definió únicamente la carga gravitacional, como el peso propio de cada elemento. En la asignación de cargas existe un multiplicador al peso propio que permitió hacer el análisis de incrementos de peso propio. El análisis del modelo se ejecuto para tres circunstancias:

- Análisis estático: consistió en observar el comportamiento por peso propio de la estructura y determinar las reacciones en la base debido a las cargas gravitacionales. Esta carga en total se estimó en 13,000 ton. A parte del análisis convencional se realizo un incremento del peso propio hasta un valor del 400%, Figura 3 y Figura 4.

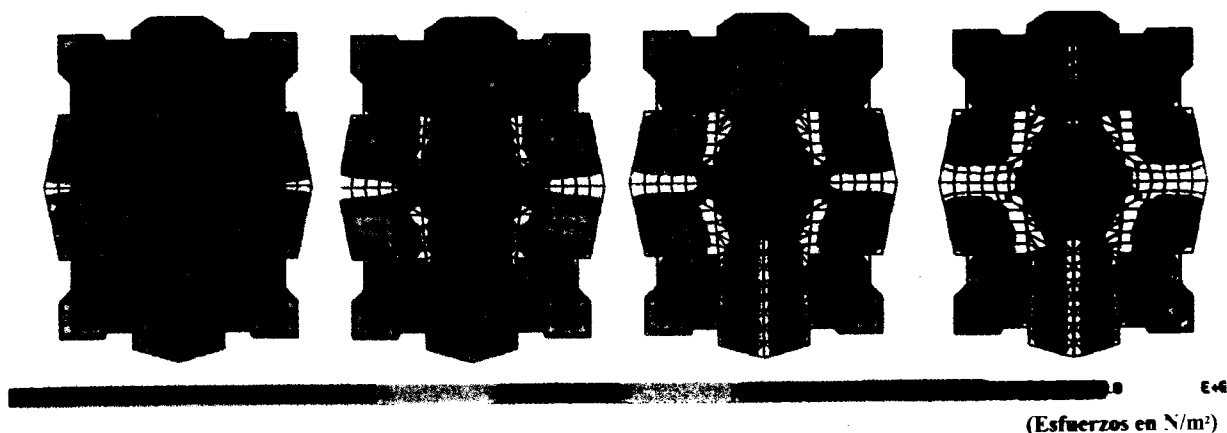


Figura 3. Análisis de incremento de peso propio visto en planta.

- Análisis dinámico: Se utilizó un tipo de análisis por Eigenvalues para los 10 primeros modos de vibración de la estructura. En la Tabla 4 se muestran las características principales del análisis dinámico, como son los valores de cada modo de vibración como también la dirección del movimiento. Figura 5.
- Análisis espectral: para este análisis se utilizo el espectro de respuesta obtenido del análisis de un modelo unidimensional de una columna de suelo con propiedades tanto estáticas como dinámicas obtenidas en laboratorio.

MODO	PERIODO (s)	MOVIMIENTO
1	0.897	Longitudinal
2	0.540	Transversal
3	0.355	Longitudinal
4	0.349	Rotacional
5	0.348	Longitudinal
6	0.347	Parcial-cubierta
7	0.329	Parcial-cubierta
8	0.309	Rotacional
9	0.306	Transversal
10	0.291	Rotacional

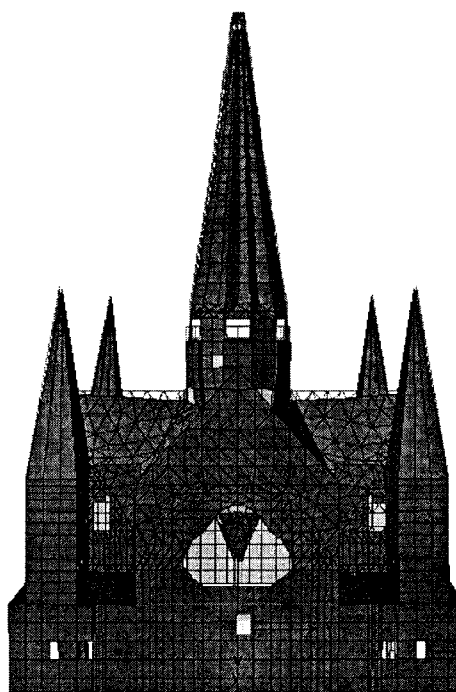


Figura 4. Deformada por peso propio.

En este análisis se simuló la degradación de rigidez que tiene en la actualidad la Catedral. Para el efecto se introdujo al modelo tridimensional un espectro de respuesta equivalente al de un sismo de características similares al sucedido en el mes de Noviembre del año de 1979, con una magnitud de 6.7 y una distancia a la falla de 100 kilómetros. De esta manera se simuló la acción del último sismo que afectó notablemente el edificio. Conocidos los esfuerzos causados, se “agrietaron” o ablandaron las partes de mayor concentración de los mismos, logrando una representación de las condiciones de resistencia y rigidez y el comportamiento no-lineal que tiene el edificio en la actualidad. Luego se procedió a introducir un espectro de respuesta de acuerdo con las características de los sismos esperados de diseño para la zona y así determinar el grado de vulnerabilidad que tiene el edificio en su estado actual.

Un análisis del comportamiento dinámico de la aguja central se realizó con el fin de verificar los resultados obtenidos mediante este procedimiento.. Comparando los valores de los períodos de vibración obtenidos del modelo con los medidos mediante instrumentación y

registro de vibraciones se pudo encontrar coincidencias que indican que con la utilización de un modelo elástico y la definición de un patrón de agrietamiento simulado por sismos previos, es posible valorar de manera simplificada el comportamiento inelástico de la estructura. Finalmente, utilizando el SAP2000 NL Push, se realizó un análisis de incremento de carga lateral paso a paso o “pushover”, el cual permitió verificar la capacidad de la estructura y definir el tipo de intervenciones que requiere para ofrecer un nivel de seguridad sísmica aceptable.

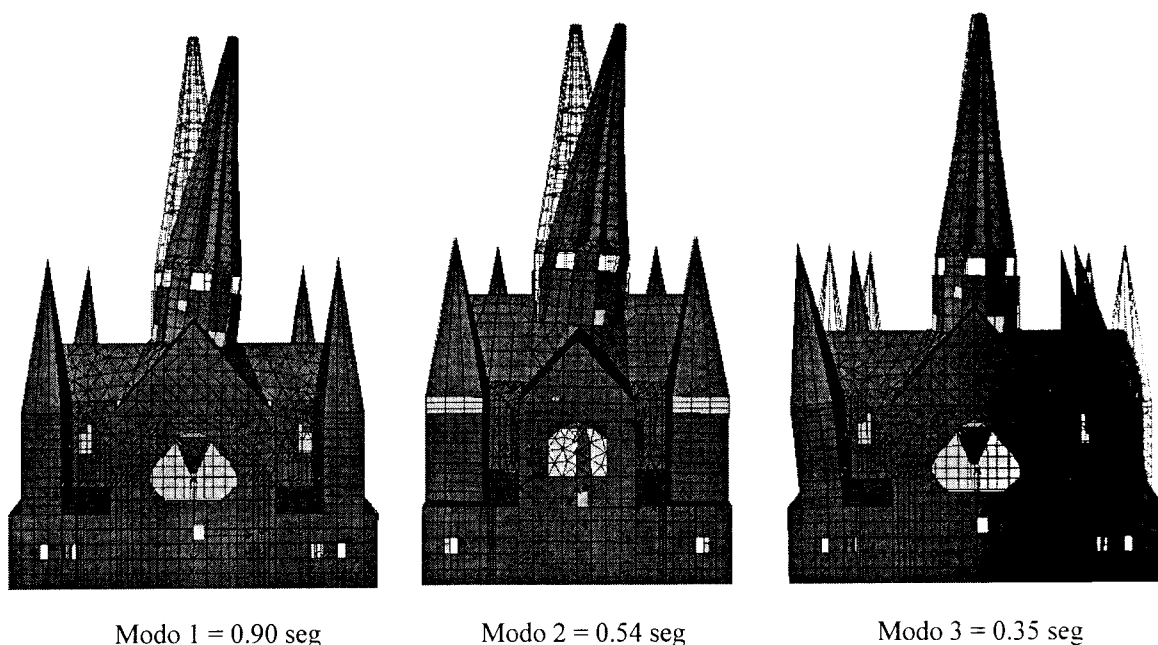


Figura 5. Modos de vibración

5.2 Evaluación de la respuesta sísmica

Para efectos de conocer en detalle el perfil geotécnico en el sitio, lo cual resulta fundamental para estimar la respuesta sísmica local y la posibilidad de resonancia del depósito de suelo y el edificio, se realizaron perforaciones profundas en las cuales se tomaron muestras de suelo para ser ensayadas en el laboratorio. Se realizaron ensayos tradicionales de caracterización física y mecánica y ensayos especiales como son los triaxiales cíclicos. La estratigrafía del sitio se caracteriza por una intercalación permanente de depósitos de limos de alta plasticidad de diferentes consistencias con profundidades entre 27 y 36 m.

Tabla 5. Resumen de resultados de ensayos sobre muestras de suelo inalteradas

Muestra No.	Profundidad	Tipo de Ensayo	Resultado
2	3.5m	Clasificación Compresión Inconfinada	LL=75.3 LP=34.4 IP=40.9 qu= 1.65 kg/cm ²
4	8.0m	Clasificación Compresión Inconfinada	LL=119.7 LP=33.1 IP=86.6 qu= 0.85 kg/cm ²
5	11.0m	Clasificación Compresión Inconfinada	LL=72.7 LP=39.3 IP=33.4 qu= 2.55 kg/cm ²

En términos generales el material de cimentación superficial es relativamente blando con estratos compuestos por limos y arcillas competentes a profundidades intermedias. Sobre las muestras suministradas se realizaron ensayos básicos de clasificación y compresión confinada. Los resultados encontrados se presentan en la Tabla 5.

5.3 Propiedades dinámicas de los suelos

Luego de analizar el perfil estratigráfico se estableció que el suelo que controla la respuesta sísmica local es limo de alta plasticidad. Por lo anterior se realizaron ensayos triaxiales cíclicos, uno para cada una de las muestras recuperadas a diferentes profundidades. Las propiedades cíclicas de los otros estratos se estimaron con base en correlaciones establecidas teniendo en cuenta sus propiedades índice. Los ensayos triaxiales cíclicos se realizaron para presiones de confinamiento de $\sigma_3 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$. El comportamiento observado de los suelos corresponde al comportamiento típico de arcillas de las características anotadas. Estas son relativamente rígidas y comienzan a degradarse a partir de deformaciones del orden de 0.1%. Para valores del orden del 0.5% ya han perdido hasta el 50% de su rigidez. Los valores de G_0 varían entre 60 y 130 kg/cm^2 dependiendo de la presión de confinamiento que en este caso varió entre 0.5 y 1.5 kg/cm^2 . Estos valores se modifican para considerar efectos como la velocidad de la aplicación de las cargas cíclicas y la presión de confinamiento real en el terreno para efectos de incluir los valores al modelo. Por otro lado el coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico se mantiene en valores pequeños hasta deformaciones del orden de 0.1% y solo a partir de este valor se logran valores de consideración hasta llegar a los valores entre el 12 y 23% para deformaciones cercanas al 1%.

5.4 Acelerogramas para el análisis dinámico

De acuerdo con la NSR-98, la aceleración máxima probable en roca en Manizales para efectos de diseño de edificaciones es de 0.25 g. Esta aceleración máxima corresponde a un período de exposición de 50 años con una probabilidad de excedencia del 10%, lo cual resulta en un sismo con un período de retorno promedio de 475 años. Con base en la aceleración máxima probable estimada para el terreno firme en Manizales se procedió a estimar el tipo de sismo esperado en el sitio específico donde está localizada la Catedral de Manizales, para lo cual hay que tener en cuenta la estratigrafía de la zona y las propiedades geotécnicas y dinámicas de los suelos correspondientes.

Para efectos de determinar los acelerogramas para el análisis de la respuesta dinámica del subsuelo se utilizaron estudios previos disponibles (Alcaldía de Manizales, Estudios de Amenaza Sísmica y Evaluación Sismogeotécnica preliminar para la Zonificación Sísmica de Manizales, Universidad de los Andes, marzo de 1998, Zonificación Sísmica de Pereira, Universidad de los Andes, marzo de 1999) con base en los cuales pueden establecerse los siguientes acelerogramas de análisis:

- Para considerar el efecto de las fuentes locales cercanas a la ciudad como lo es la falla de e Romeral se consideró la señal correspondiente al sismo de Armenia del 25 de enero de 1999, la señal registrada en la estación de la Universidad del Quindío ubicada a unos 17 km del epicentro sísmico, procesada mediante deconvolución y análisis de sensibilidad para obtener una señal en roca y escalado a un valor pico de aceleración de 0.35 g. con una duración total aproximada de 30 seg en la fase intensa.

- Una de las fuentes sismogénicas de mayor peligrosidad para la zona de estudio está conformada por la zona de Benioff correspondiente a la placa Nazca subducida por debajo de la placa suramérica. Para la caracterización del movimiento sísmico proveniente de la fuente Benioff de profundidad entre 80 y 150 km se seleccionó el registro del sismo de Calima (Valle) de febrero 8 de 1995, en la estación Anserma, dirección EW, escalado a una aceleración máxima de 0.25 g, con el contenido frecuencial y duración originales de la señal (del orden 50 seg).
- Finalmente para considerar el efecto de un sismo severo, bastante lejano y que llegue a la ciudad con una amplitud relativamente baja y un contenido frecuencial especialmente bajo, como podría ser el caso de un sismo que ocurra en la zona de subducción o un sismo como el de Murindó de 1982 con mayor magnitud, se considera el acelerograma registrado en la UNAM, México el 19 de septiembre de 1985, escalado a una aceleración máxima de 0.10 g con una duración de la fase intensa del orden de 60 seg.

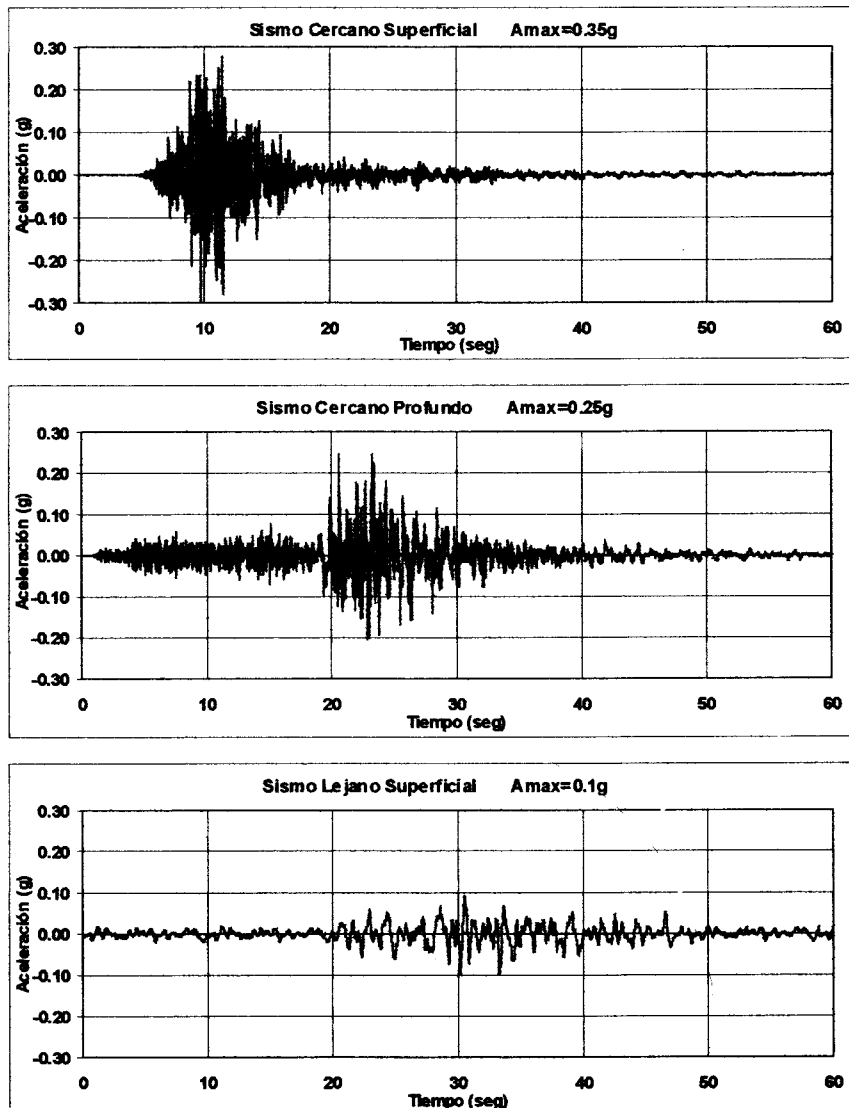


Figura 6. Acelerogramas utilizados para el análisis de la respuesta sísmica.

La Figura 6 presenta los acelerogramas que se utilizaron como señales de entrada para el análisis de respuesta dinámica de la estratigrafía del subsuelo en la Catedral de Manizales.

5.5 Respuesta dinámica y espectro de análisis de la estructura

Para determinar la amenaza sísmica local en el sitio de interés se procedió entonces a modelar el depósito de suelo con dos columnas estratigráficas unidimensionales, dado que se contaba con dos perforaciones a las cuales se asignaron propiedades de densidad, degradación de la rigidez y amortiguamiento, de acuerdo con la información de laboratorio disponible. La Tabla 6 resume las características estratigráficas del subsuelo lo cual conforma la base del modelo realizado. De esta manera se cuenta con un modelo unidimensional de 36m de espesor que sirve de base para determinar la respuesta dinámica en el sitio. Procesando las señales sísmicas seleccionadas a través del modelo unidimensional no lineal del perfil del suelo se obtienen las respuestas esperadas en superficie a partir de las cuales es posible calcular los espectros de respuesta en superficie. El espectro de amplificación del depósito permite establecer que el período fundamental del depósito está entre 1.0 y 1.3 segundos.

En la Figura 7 se presentan los espectros hipotéticos del sismo de noviembre de 1979 contruidos a partir de un acelerograma sintético escalado y definido con base en la información disponible del sismo mencionado. La Figura 8 resume los espectros de respuesta en superficie establecidos, con base en los sismos estimados en roca, para diferentes escenarios de eventos de importancia. Igualmente y para efectos comparativos se incluyen en esta figura los espectros de diseño de la NSR-98. Debe anotarse que por haberse definido este edificio como edificio indispensable luego de la ocurrencia del sismo, se ha aplicado un coeficiente de importancia al espectro de la NSR-98 de 1.3 según lo establecido en el capítulo A.2.5.2 de la NSR-98. Este factor sin embargo no se ha aplicado al espectro resultante de la amplificación local del subsuelo por tener éste menor incertidumbre que el correspondiente a la norma.

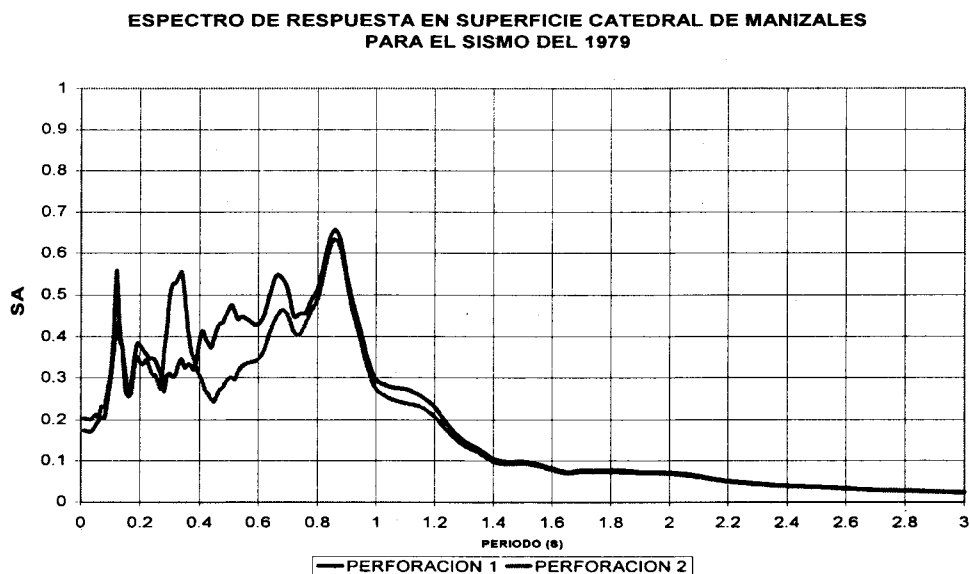
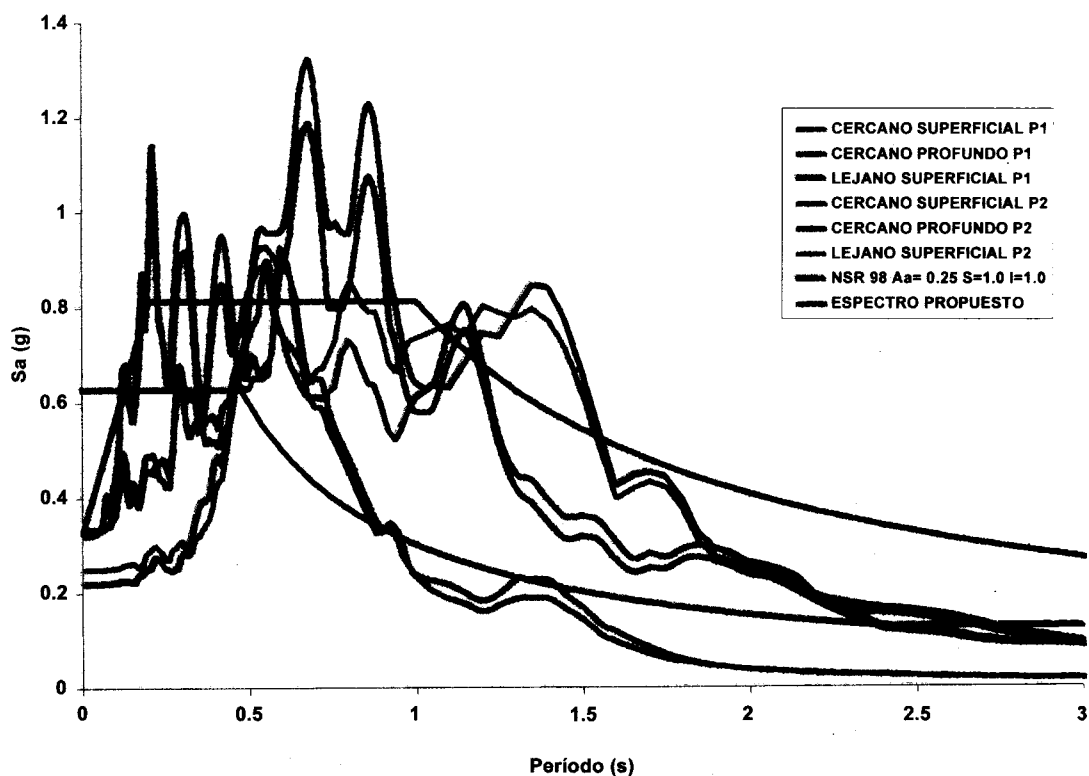


Figura 7. Espectros de respuesta del sismo de 1979
Tabla 6

Tabla 6
Características estratigráficas del subsuelo
para modelo de respuesta dinámico

Profundidad (m)	Grav. (g)	Grav. (g)	Grav. (g)	Grav. (g)	Grav. (g)	Grav. (g)
LIMO	0.60	3.2	0.00	7.0	99	1.50
LIMO	0.60	3.8	0.00	4.0	99	1.50
LIMO	0.90	5.0	0.25	6.0	100	1.50
LIMO	0.80	6.3	0.25	8.0	190	1.50
LIMO	1.00	7.0	0.10	10.0	200	1.50
LIMO	0.90	7.6	0.50	12.0	282	1.50
LIMO	0.90	8.0	0.75	14.0	327	1.50
LIMO	0.70	8.9	0.40	16.0	373	1.50
LIMO	0.70	9.8	0.75	18.0	411	1.50
LIMO	0.60	10.1	0.67	20.0	464	1.50
LIMO	0.60	10.9	0.67	22.0	510	1.50
LIMO	0.70	11.4	2.00	24.0	556	1.50
LIMO	0.90	12.0	1.00	26.0	602	1.50
LIMO	0.60	12.7	0.50	28.0	647	1.50
LIMO	1.00	13.3	0.00	30.0	693	1.50
LIMO	0.90	13.9	0.00	32.0	739	1.50
LIMO	0.90	14.5	0.00	34.0	785	1.50
LIMO	1.00	15.2	0.00	36.0	830	1.50
LIMO	1.00	15.8	0.00	38.0	876	1.50
Conglomerado						200

ESPECTROS DE RESPUESTA EN SUPERFICIE



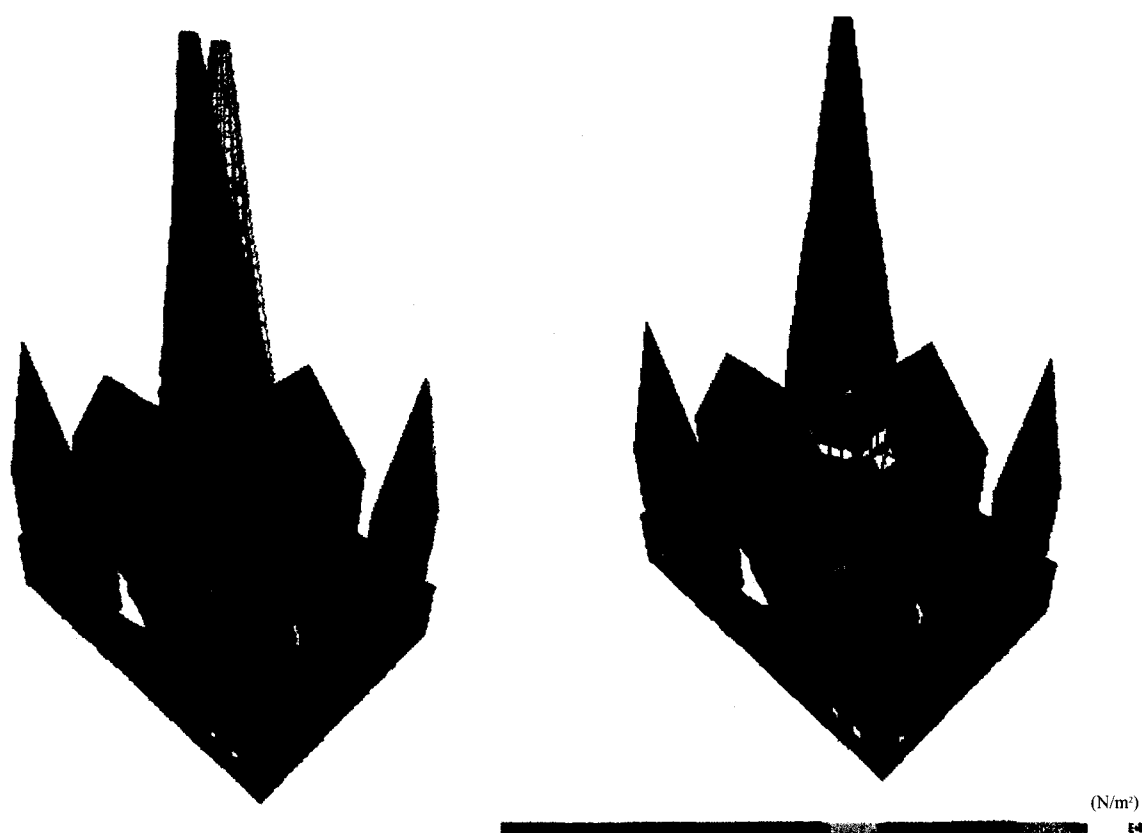
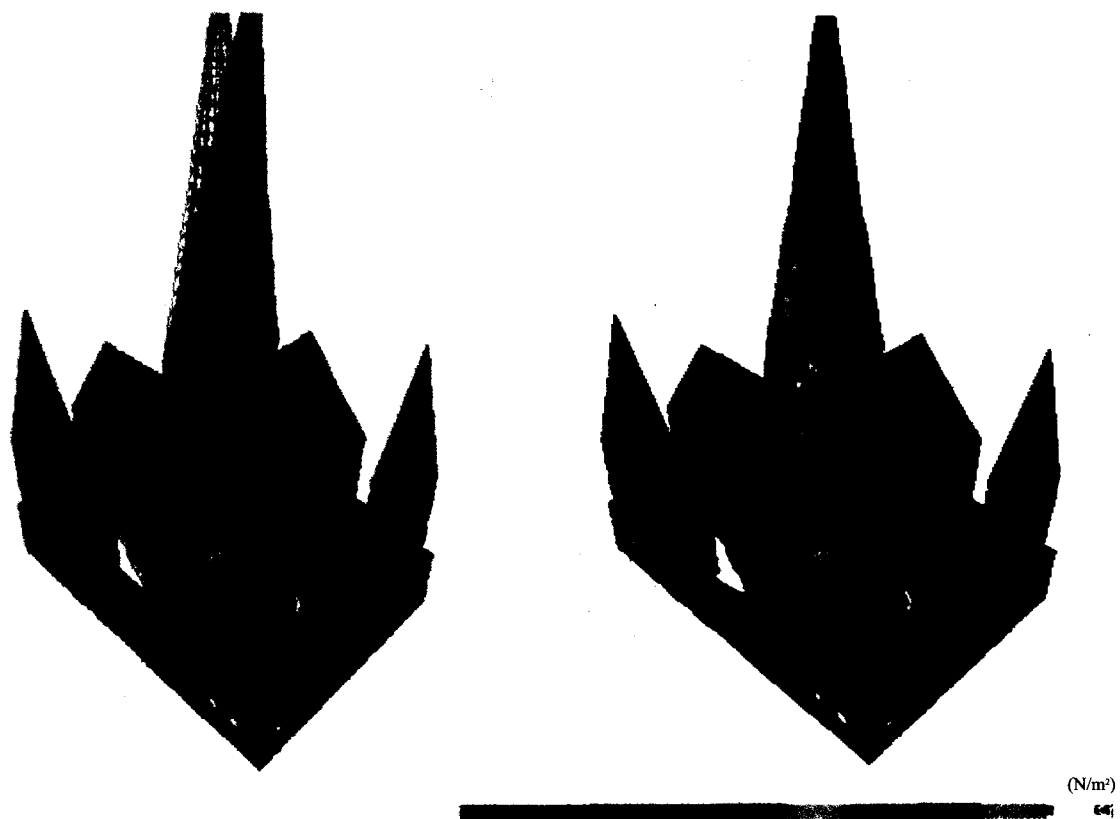


Figura 9. Deformada y esfuerzos (N/m²) debido al espectro hipotético de 1979 en dirección longitudinal.



Para efectos del análisis de vulnerabilidad de la catedral se propuso, entonces, un espectro para el análisis obtenido a partir de la envolvente propuesta en la Figura 8 y que representa en forma cuantitativa la amenaza sísmica local en la superficie para el sitio bajo estudio.

La Figura 9 y 10 presentan los resultados gráficos de los esfuerzos generados tanto por el sismo de 1979 como los obtenidos con el espectro de diseño, una vez agrietado el edificio.

6 REFUERZO SISMORRESISTENTE

Una vez evaluada la vulnerabilidad sísmica de la estructura en el cual se pudo determinar los esfuerzos en toda la estructura y por lo tanto los sitios críticos o que pueden ser insuficientes para atender acciones sísmicas más severas, se llevó a cabo un análisis de interacción suelo-estructura con el fin de estimar cómo se amplía el período de vibración de la estructura y cómo se relaja su comportamiento. Para el grupo consultor los resultados de estos estudios, que adicionalmente fueron verificados utilizando un modelo simplificado realizado mediante el programa de computador PDCOMB, indican que los muros de la Catedral se han fisurado o agrietado en sismos anteriores debido a que actúan prácticamente en forma desacoplada. Los agrietamientos se han presentado precisamente porque no existe la capacidad en los muros de la estructura para moverse monolíticamente en un solo conjunto. La mayoría de los agrietamientos se han presentado por la insuficiencia de los mismos para soportar fuerza cortante. Dado que la cimentación es un sistema de nervaduras, algunas de las cuales son poco rígidas por sus acartelamientos, permite adicionalmente, ante la acción sísmica, que los muros giren o roten por falta de empotramiento. Este tipo de situación es muy desfavorable y explica el desacople de los muros y sus agrietamientos. Por esta razón es fundamental reforzar la capacidad de los muros existentes con elementos estructurales competentes que mejoren la resistencia y la capacidad de disipación de energía de la estructura.

Por otra parte, el movimiento de la aguja central, que tiene un peso del orden de 3,500 toneladas, induce esfuerzos muy notables en la base de la misma cuando vibra ante la acción de un sismo. Dado que existe un sitio cerca de la base donde la placa plegada que la conforma se apoya en un grupo de pilares cuyo refuerzo puede ser insuficiente para absorber los esfuerzos de tracción se considera que esta zona es crítica y debe ser reforzada.

También, se pudo ratificar que las torres o agujas esquineras que fueron reforzadas mediante una estructura metálica interior, no están adecuadamente ancladas, ofreciendo una alta posibilidad de inestabilidad en caso de un sismo severo. Por lo tanto, es pertinente llevar a cabo una intervención que garantice una mayor estabilidad y anclaje a la cimentación.

6.1 Intervenciones estructurales

En consecuencia de los anterior, se diseñaron una serie de intervenciones para corregir las deficiencias encontradas y para mejorar el comportamiento estructural de la Catedral en caso de sismo.

El estudio estableció que es necesario reforzar la estructura para un mejor comportamiento ante las cargas laterales mediante ocho muros estructurales ortogonales nuevos ubicados en la periferia en los sitios considerados de mayor eficiencia para efectos

estructurales y en donde no causen mayores cambios en la arquitectura original del edificio. Dichos muros podrían reemplazar los muros existentes, sin embargo, debido a las dificultades que ésto significaría para la construcción se estableció que dichos muros sean contruidos adosados mediante anclajes a los muros existentes allí ubicados. Figuras 11 y 12. Esta situación, aunque modifica de manera menor la fachada, es preferible dado que las cargas verticales siguen siendo trasladadas a la cimentación por los muros existentes. Por otra parte, se evitan grandes dificultades y riesgos en el proceso constructivo, pues en caso contrario sería necesario sostener temporalmente grandes cargas tanto verticales como de los empujes de los arcos que allí convergen. Estos nuevos muros deben contar con elementos de borde capaces de soportar los momentos que se generarían en caso de sismo y deben llegar a la cimentación apoyándose sobre una nueva viga de cimentación alta, ubicada debajo de la cimentación existente, que a su vez debe construirse apoyada sobre caissons que garanticen el empotramiento o no giro de los nuevos muros. Estos nuevos elementos estructurales deben contar con vigas en diferentes niveles y en su parte superior se debe garantizar que sean conectados mediante un entramado de nuevas vigas que conformen un anillo a nivel del diafragma existente entre los niveles 24 y 27 m, con el fin de aportar un sistema idóneo para absorber esfuerzos de tracción cuando se mueva la estructura por un movimiento sísmico. Figura 13. Tanto la construcción de la nueva cimentación para los nuevos muros como construcción de las nuevas vigas que los conecten debe ser consultada y aprobada por el grupo diseñador en el momento de su realización debido a la complejidad de esta labor y a la necesidad de precisar aspectos de diseño una vez se conozcan las condiciones del refuerzo existente en los elementos estructurales comprometidos.

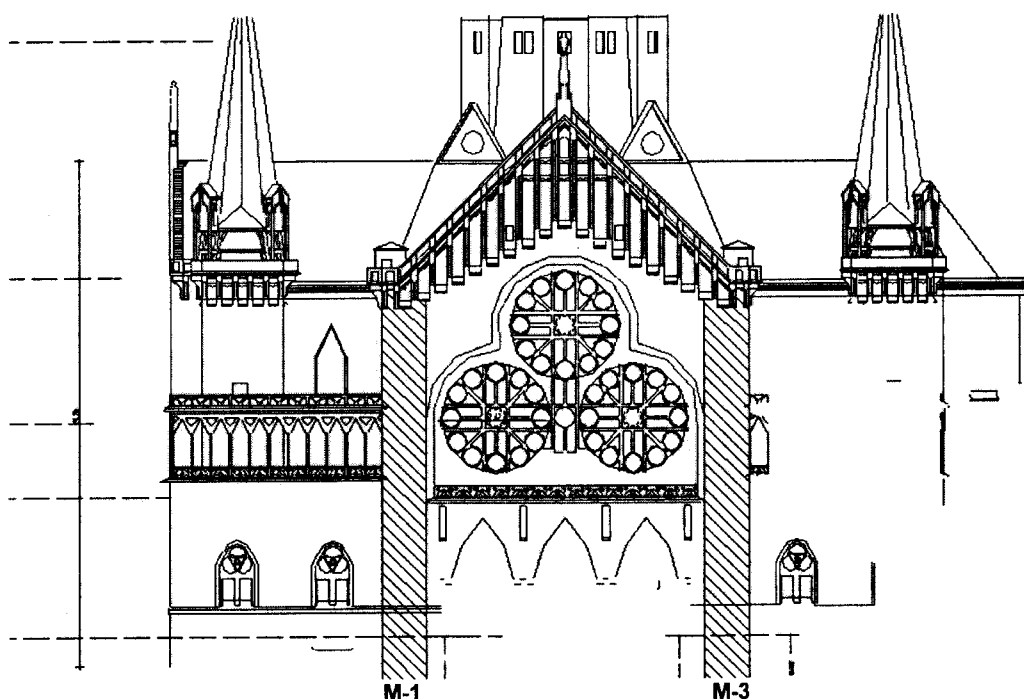


Figura 11. Detalle de plano de intervención estructural de muros adosados

La torre central debe ser intervenida en su base mediante seis pantallas de refuerzo adosadas a la placa plegada que conforma la aguja. De esta manera se mejora la capacidad

de la estructura en la base de la torre para soportar esfuerzos de tracción cuando la misma está sometida a fuerzas laterales causadas por sismo. Figura 14.

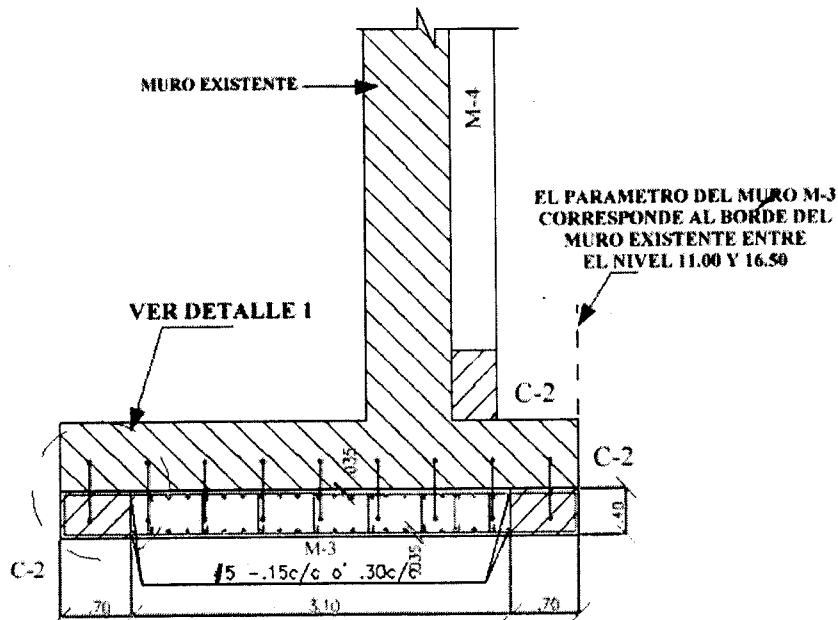


Figura 12. Detalle de plano de anclajes de uno de los muros adosados

También, para efectos de mejorar la estabilidad de las agujas o torres esquineras se ha dispuesto de una conexión mediante varillas especiales de gran diámetro que conecten la base de la estructura metálica interna de refuerzo de las torres con una nueva viga localizada en la cimentación a la cual deben ir ancladas. De esta forma estas varillas actúan como un tensor que impida el vuelco de la torre en caso de un sismo muy fuerte.

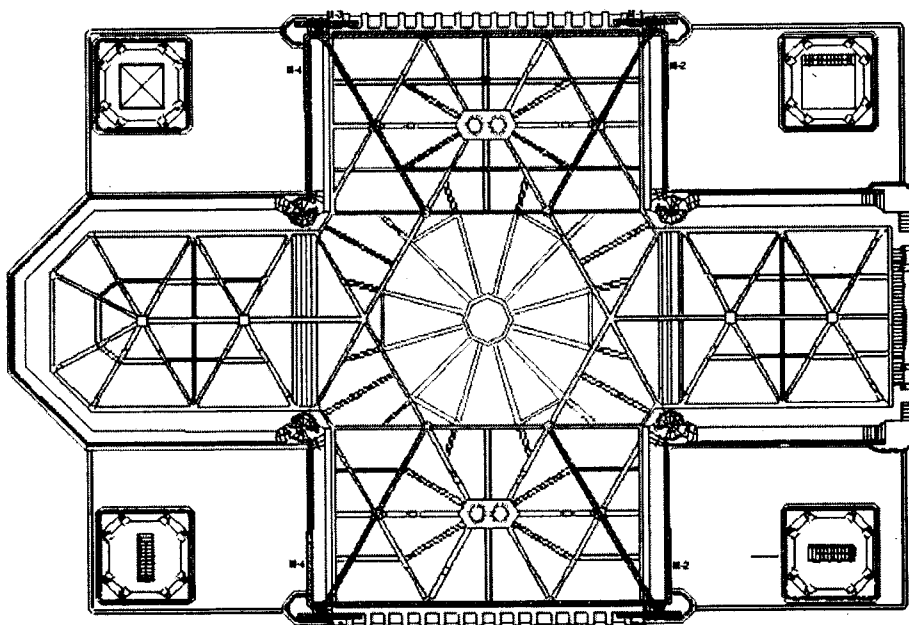


Figura 13. Planta de intervenciones de muros y vigas a nivel de cubierta

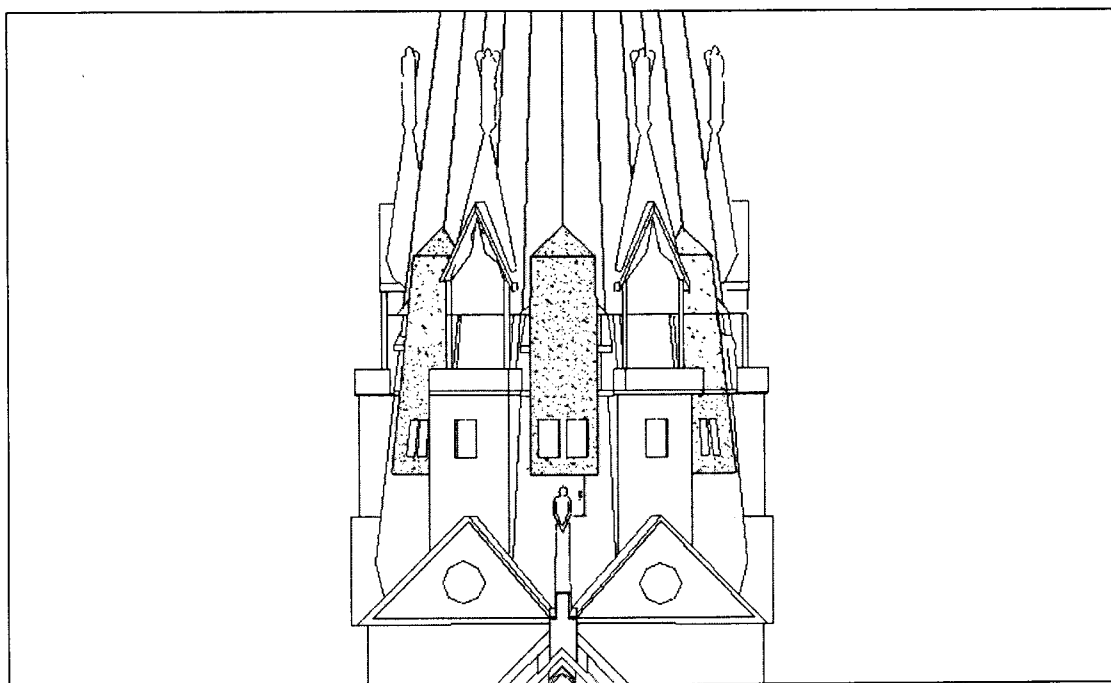


Figura 13. Detalle de pantallas de refuerzo adosadas en la aguja central

No se incluye el costo de la protección y rehabilitación de los materiales que han sufrido acciones patológicas, los cuales no obstante que se presentó un diagnóstico general, no eran objeto de este estudio. Dichos costos deben establecerse con las firmas que ofrecen productos apropiados para protección de los materiales. Esta actividad puede hacerse independientemente de la intervención estructural y puede ser objeto de un contrato aparte.

7 CONCLUSIONES

La Catedral Basílica de Manizales es uno de los monumentos de la nación de mayor valor histórico del Antiguo Caldas. Su diseño y construcción en hormigón armado en los años 20 y 30 tienen un profundo significado, dado que el templo representa el desarrollo de una cultura sísmica local.

Este edificio a sufrido la acción de varios sismos que la han afectado notablemente. Su conservación depende del grado de protección sismorresistente que se logre, resultado de una intervención cuidadosa que preserve el monumento hacia el futuro. Su estado actual es crítico y su permanencia depende de que dicha intervención se realice en el menor tiempo posible dado que incluso un sismo moderado, como los que ocurren con cierta frecuencia en la zona, podrían comprometer su estabilidad parcial o total.

La estructura de la Catedral Basílica de Manizales se encuentra actualmente, desde el punto de vista de la patología de sus materiales, en un proceso crítico, ya que la carbonatación del hormigón ha avanzado lenta pero inexorablemente hasta alcanzar, y en muchos elementos, sobrepasar el acero de refuerzo. Aunque no se aprecia una gran actividad corrosiva, pronto se desarrollará en forma generalizada.

Con la utilización de un modelo elástico y la definición de un patrón de agrietamiento simulado por sismos previos, ha sido posible valorar de manera simplificada* el

comportamiento inelástico de la estructura, lo que ha permitido llevar a cabo una evaluación de la vulnerabilidad sísmica en términos de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía. Este tipo de estudio ha permitido mediante un análisis dinámico utilizando elementos finitos, determinar las principales deficiencias y debilidades del templo ante la acción sísmica regional, la cual ha sido moderada teniendo en cuenta los efectos de amplificación de los suelos subyacentes y los registros de sismos ocurridos en la zona.

La Catedral Basílica de Manizales debe someterse a una rehabilitación y refuerzo de su estructura con técnicas apropiadas mediante las cuales se le de protección a sus materiales estructurales y se logre mejor comportamiento sismorresistente. Dado su valor histórico monumental y la cantidad de personas que pueden llegar a ocuparla, este templo se recomienda que se trate como un edificio indispensable de acuerdo con los requisitos de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98.

8 REFERENCIAS

- Aquaterra Ltda., 1998, *"Realización de Sondeos y Apiques de los Suelos de la Catedral Basílica de Manizales"* Informe de Estudio, Manizales, Colombia.
- Arcila, Carlos A. y Zambrano, Jorge, 1999, *"Evaluación y Diagnóstico de la Estructura de la Catedral de Manizales"*, Informe de Patología, SIKA Andina S.A., Bogotá, Colombia.
- Areas Ltda., 1998, *"Análisis de los Suelos y la Cimentación de la Catedral Basílica de Manizales"* Informe de Estudio, Bogotá, Colombia.
- Cardona, Omar D., Yamín, Luis E. y Correal, Juan F., 1999, *"Análisis de Vulnerabilidad Estructural de la Catedral de Manizales Utilizando Elementos Finitos"*, Informe de Estudio, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Esguerra, Jorge E., 1998, *"Contexto Histórico y Valoración de la Catedral Basílica de Manizales"*, Informe de Estudio, Manizales, Colombia.
- Gutierrez de López, Libia, 1998, *"Ensayos de Resistencia de Materiales de Catedral Basílica de Manizales"*, Informe de Estudio, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia.
- Jaramillo, Juan D., 1998, *"Investigación de los Períodos de Vibración Mediante Instrumentación de la Catedral de Manizales"*, Informe de estudio, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia.
- Ocampo, Juan G., 1998, *"Levantamiento Arquitectónico y Realidad Virtual de la Catedral Basílica de Manizales"*, Informe de Estudio, Manizales y Bogotá, Colombia.
- Proyectos y Diseños Ltda., Proyectistas Civiles Asociados Ltda., 1999, *"Diseño de las Intervenciones de Refuerzo Sismorresistente de la Catedral Basílica de Manizales"*, Informe de Estudio, Bogotá, Colombia.
- Yamín, Luis E. y Correal, Juan F., 1998, *"Ensayos de Laboratorio de los Suelos de la Catedral Basílica de Manizales"*, Informe de Estudio, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Yamín, Luis E. y Correal, Juan F., 1999, *"Espectro de Diseño para la Catedral Basílica de Manizales"*, Informe de Estudio, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.

**Ingeniería
de estructuras**

Inestabilidad de Pórticos Espaciales

Juan A. Ronda

Departamento de Estructuras, FCEFYN,
Universidad Nacional de Córdoba,
Casilla de correo 916, Córdoba 5000, Argentina
e-mail: lgodoy@com.uncor.edu

Carlos A. Prato

Departamento de Estructuras, FCEFYN,

Luis A. Godoy

Departamento de Estructuras, FCEFYN,
e-mail: lgodoy@com.uncor.edu

RESUMEN

En este trabajo se investiga la respuesta no lineal geométrica e inestabilidad elástica de estructuras de pórticos espaciales formados por vigas y columnas de pared delgada. Los miembros de la estructura se modelan utilizando la formulación de vigas de pared delgada de Vlasov, y tomando en cuenta la no linealidad cinemática pero con pequeñas deformaciones. Se ha implementado un modelo de elementos finitos de dos nodos con siete grados de libertad por nodo (tres desplazamientos, tres giros y el alabeo). Para tomar en cuenta la influencia de rotaciones finitas se deriva la matriz de corrección que se aplica a la formulación incremental. Para el análisis no lineal geométrico se usa una formulación de control de trabajo. Se estudia el comportamiento de un pórtico espacial sencillo, formado por cuatro columnas y cuatro vigas de sección I. Como sistema principal de cargas se consideran fuerzas axiales, y como fuerzas secundarias se introducen varias posibilidades de perturbaciones. A pesar de que existe un modo dominante de inestabilidad con desplazamientos laterales, los resultados muestran que hay también torsión acoplada, de modo que en ningún caso ocurre un modo de translación pura o de rotación pura.

ABSTRACT

In this work a constitutive model for composite materials is presented. The model is based on the classical mixing theory and, due to the debonding phenomenon present in this type of materials, a modification is proposed. To check the constitutive model a numerical simulation of the behaviour of a reinforced concrete specimen with a notch in the central area is presented. In the numerical simulation a study of the stress transfer phenomenon between matrix and reinforce phase is presented. A comparison between a macromodel and a micromodel of the specimen is given.

1 INTRODUCCION

En las últimas décadas se observa una tendencia cada vez mayor al empleo de estructuras esbeltas en la construcción. Esta tendencia se debe a la combinación de varios factores, incluyendo el perfeccionamiento de técnicas de cálculo, así como a la necesidad de economía de material y utilización de espacio. Principalmente se utilizan los perfiles metálicos de paredes delgadas, formando parte de pórticos espaciales, torres de transmisión de energía eléctrica, elementos estructurales de puentes, o bien en aviones y barcos. Las vigas de paredes delgadas de diferentes configuraciones y formas de sus secciones transversales constituyen una clase importante de componentes estructurales en las aplicaciones de la ingeniería, ya sea actuando como elementos principales de una estructura o como elementos rigidizadores de placas y cáscaras. Para esas aplicaciones en el diseño se requieren predicciones apropiadas de la resistencia al pandeo y a la estabilidad. Este tópico ha despertado considerable interés en los últimos años.

Existen varias teorías bien establecidas sobre el comportamiento de vigas de pared delgada (ver. por ejemplo, Chen y Atsuta,¹² Gjelsvic,¹³ Timoshenko y Gere,²⁵ Vlasov,²⁶ Wemper²⁹), cuyos resultados han sido validados. Hay también varias formulaciones de elementos finitos disponibles para resolver problemas de estabilidad elástica de vigas rectas de paredes delgadas (Argyris,^{1,3} Attard,⁴ Saleeb y Gendy,²⁰ Simo y Vu-Quoc,²² Yang y McGuire,^{32,33} Sandhu *et al.*,²¹ Yoo,³⁴ Wunderlich *et al.*,³⁰ Wekezer^{27,28}). Para el estudio del comportamiento de las estructuras en estados críticos, muchos de estos modelos toman en cuenta el efecto de la torsión no uniforme, especialmente cuando se producen modos de pandeo de flexión y torsión. Ya que en general todos estos tipos de estructuras necesitan una verificación de proyecto a través de un análisis de estabilidad, un estudio adecuado para el cálculo de cargas críticas posibilita que la seguridad de la estructura sea mejor estimada y, en muchos casos es posible obtener una reducción en los costos de las obras. Para algunos diseños se hace necesario un análisis más estricto, principalmente en estructuras sujetas a grandes desplazamientos y rotaciones, en las que hay que tomar en cuenta los efectos no lineales geométricos.

Considerando el problema de la inestabilidad espacial de estructuras flexibles, la situación se complica en el sentido que la naturaleza no vectorial de grandes rotaciones en torno a diferentes ejes en el espacio, hace que el análisis sea mucho más delicado y complicado. Además, aquí se precisa una elección correcta de coordenadas generalizadas que tomen en cuenta este fenómeno. Esto ha motivado mucho del trabajo en esta área, como el que reportan Argyris,^{2,3} Attard,⁵ Cardona y Geradin,¹¹ Iura y Atluri,¹⁴ Kondoh *et al.*,¹⁷ Saaleb y Gendy,²⁰ Simo y Vu-Quoc,²² Yang y McGuire,^{32,33} Wunderlich *et al.*,³⁰ y otros. En este caso hace falta que el cambio en la geometría de la estructura, correspondiente a grandes desplazamientos y rotaciones esté bien representado por campos de desplazamiento coherentes con los desplazamientos reales de la estructura.

Además existe la posibilidad de alabeo en perfiles de sección abierta provocado por deformaciones provenientes de torsión. Resulta difícil analizar a priori la contribución real de este alabeo o de su restricción (alabeo prescripto) en el valor de la carga crítica de la estructura, cuyo pandeo ocurre por algún modo que incluye desplazamientos de torsión (rotaciones) en la sección.

En este trabajo se lleva a cabo el modelado de vigas de sección abierta mediante una discretización por elementos finitos especializados, cuyos grados de libertad pueden representar los desplazamientos axiales, transversales, rotaciones y deformaciones por torsión de la sección transversal.

2 HIPOTESIS BASICAS

Consideremos aquí estructuras de pórticos especiales, cuyos elementos son vigas rectas o columnas de pared delgada de sección transversal abierta de forma general, y con características prismáticas en una dirección. Para simplificar el tratamiento del problema se aceptan las siguientes hipótesis:

(a) En la sección transversal no ocurren cambios en la geometría, salvo aquellos producidos por el albeo. Esto equivale a una hipótesis de que la sección transversal es rígida en su propio plano.

(b) Se desprecian los efectos producidos por las tensiones transversales.

(c) Se consideran rotaciones (asociadas a desplazamientos transversales) moderadas.

(d) Los desplazamientos en sentido longitudinal son mucho menores que los desplazamientos transversales.

(e) Se desprecia la deformación tangencial en la superficie media de la pared del elemento y en el plano normal a la superficie media.

Existen diferentes teorías para vigas de pared delgada, dependiendo del nivel de deformaciones, rotaciones y desplazamientos que se acepten. Se supone que hay un acoplamiento entre flexión y torsión, de modo que es importante conocer el orden de magnitud de la rotación de la sección transversal causada por ese acoplamiento.

El campo cinemático completo sin aproximaciones (grandes rotaciones), obtenido en el contexto de la teoría de Vlasov, fue derivado como¹⁹

$$\begin{aligned} u_x(x, y, z) = & u_x(x) - y[u'_x(x) \sin \varphi(x) + u'_y(x) \cos \varphi(x)] \\ & - z[u'_z(x) \cos \varphi(x) - u'_y(x) \sin \varphi(x) \varphi'(x)] \\ & - \omega(y, z) \varphi'(x) \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} u_y(x, y, z) = & u_y(x) - (z - z_s) \sin \varphi(x) - (y - y_s)(1 - \cos \varphi(x)) \\ u_z(x, y, z) = & u_z(x) + (y - y_s)(1 - \sin \varphi(x)) - (z - z_s)(1 - \cos \varphi(x)) \end{aligned} \quad (2)$$

donde $y - z$ son los ejes de la sección transversal, ω es el área sectorial y $\varphi'(x)$ es el albeo de la sección.

Pero si se supone que las rotaciones alrededor de la normal al plano medio son pequeñas (y del orden de magnitud de las deformaciones), mientras que las rotaciones de la normal son moderadas,

$$\varphi(x) \ll 1, \quad \sin \varphi(x) = \varphi(x), \quad \cos \varphi(x) = 1$$

entonces pueden despreciarse los términos:

$$\varphi(x) \quad \varphi'(x) \quad u'_y(x) \quad ; \quad \varphi(x) \quad \varphi'(x) \quad u'_z(x)$$

donde $()'$ indica derivada con respecto a la coordenada axial del elemento.

Con estas simplificaciones, se demuestra¹⁹ que el campo de desplazamientos se reduce a

$$\begin{aligned}
u_x(x, y, z) &= u_x(x) - y[u'_y(x) + u'_z(x) \varphi(x) - z[u'_z(x) - u'_y(x) \varphi(x)] \\
&\quad - \omega(y, z) \varphi'(x)] \\
u_y(x, y, z) &= u_y(x) - (z - z_s) \varphi(x) \\
u_z(x, y, z) &= u_z(x) + (y - y_s) \varphi(x)
\end{aligned} \tag{3}$$

Estas hipótesis son consistentes con una gran rigidez en el propio plano pero con flexibilidad transversal, tal como se espera que se comporte una viga de pared delgada durante el proceso de inestabilidad elástica en un modo global. Por cierto que problemas de inestabilidad de tipo local, o con distorsión de la sección transversal, no pueden ser tratados con este tipo de modelo y requerirán de un análisis totalmente tridimensional.

El siguiente nivel de simplificaciones supone un campo linealizado de desplazamientos dado por

$$\begin{aligned}
u_x(x, y, z) &= u_x(x) - y u'_y(x) - z u'_z(x) \\
&\quad - \omega(y, z) \varphi'(x) \\
u_y(x, y, z) &= u_y(x) - (z - z_s) \varphi(x) \\
u_z(x, y, z) &= u_z(x) + (y - y_s) \varphi(x)
\end{aligned} \tag{4}$$

Muchos autores, incluyendo,^{16,31} usan versiones lineales del campo de los desplazamientos. En el presente trabajo se han conservado los tres niveles de definición de la cinemática, de manera de emplearlos en forma consistente en los diferentes modelos que se estudian.

3 ECUACIONES DE EQUILIBRIO DE VIGAS-COLUMNAS DE PARED DELGADA

Con referencia a la *Figura 1*, consideramos las condiciones de equilibrio en la configuración C_0 (inicial), C_1 (actual deformada, para la que se conocen las deformaciones) y C_2 (estado deformado vecino a C_1 , para el que no se conocen las deformaciones).

Para escribir la condición de equilibrio recurrimos a la ecuación de trabajos virtuales utilizandó la notación de Bathe,⁶ en la que el subíndice a la izquierda de una variable indica la configuración en la cual ocurre la variable. Las variables que no tienen índice indican incrementos entre las configuraciones C_1 y C_2 . La configuración (t) corresponde a C_1 , mientras que la configuración $(t + \Delta t)$ corresponde a C_2 .

Para escribir las condiciones de equilibrio de cualquier campo tensional con la notación de tensores cartesianos usamos el principio de desplazamientos virtuales, con la particularidad que se desprecian las fuerzas másicas y el trabajo virtual interno se expresa como el producto de las componentes del tensor de Piola-Kirchhoff de segunda especie, identificado como S_{ij} , multiplicadas por las componentes del tensor de deformaciones ε_{ij} de Green-Lagrange. El equilibrio en la configuración C_2 resulta

$$\int_{tv} {}^t_{t+\Delta t} S_{ij} \delta {}^{t+\Delta t}_t \varepsilon_{ij} {}^t dv = {}^t_{t+\Delta t} R \tag{5}$$

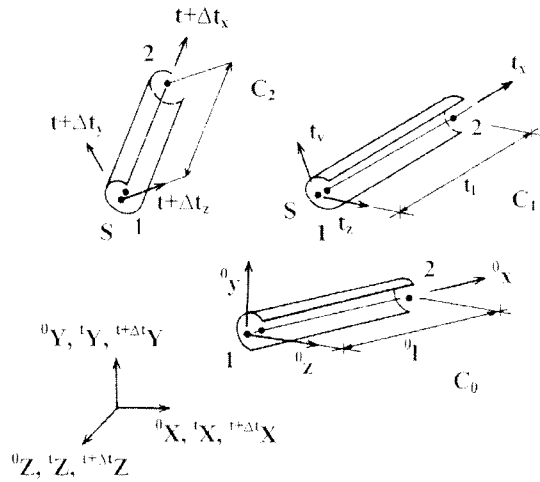


Figura 1: Configuraciones C_0 , C_1 y C_2 en una viga de pared delgada.

Se puede realizar una descomposición incremental de esos tensores en la forma

$$\begin{aligned} {}^{t+\Delta t}S_{ij} &= {}^t\tau_{ij} + {}^tS_{ij} \\ {}^{t+\Delta t}\varepsilon_{ij} &= {}^t\varepsilon_{ij} + {}^t\varepsilon_{ij} \end{aligned} \quad (6)$$

donde ${}^t\tau_{ij}$ y ${}^t\varepsilon_{ij}$ son los tensores de Cauchy y de Green-Lagrange en la configuración C_1 .

De los ecuaciones (6) puede verse que

$$\begin{aligned} \delta_t {}^{t+\Delta t}\varepsilon_{ij} &= \delta {}^t\varepsilon_{ij} \\ {}^t\varepsilon_{ij} &= {}^t\varepsilon_{ij} + {}^t\eta_{ij} \end{aligned} \quad (7)$$

donde ${}^t\varepsilon_{ij}$ y ${}^t\eta_{ij}$ son las componentes lineal y no lineal del tensor de deformaciones, definidas en la forma

$$\begin{aligned} {}^t\varepsilon_{ij} &= \frac{1}{2} [({}^tu_{i,j} + {}^tu_{j,i}) + ({}^tu_{k,i} {}^tu_{k,j} + {}^tu_{k,j} {}^tu_{k,i})] \\ {}^t\eta_{ij} &= \frac{1}{2} ({}^tu_{k,i} {}^tu_{k,j}) \end{aligned} \quad (8)$$

Las ecuaciones constitutivas elásticas resultan

$${}^tS_{ij} = {}^tC_{ijrs} {}^t\varepsilon_{rs} \quad (9)$$

Sustituyendo en la condición (5) se tiene

$$\begin{aligned} &\int_{tV} {}^tC_{ijrs} {}^t\varepsilon_{rs} \delta {}^t\varepsilon_{ij} {}^t dV + \int_{tV} {}^t\tau_{ij} \delta {}^t\eta_{ij} {}^t dV \\ &= - {}^{t+\Delta t}R = - \int_{tV} {}^t\tau_{ij} \delta {}^t\varepsilon_{ij} {}^t dV \end{aligned} \quad (10)$$

La ecuación incremental (7) es lineal en los desplazamientos η_i . Si se adopta un incremento de tiempo muy pequeño entre C_1 y C_2 , es posible escribir la ecuación (10) despreciando términos de orden superior:

$$\begin{aligned} & \int_{tV} {}^t C_{ijrs} {}^t e_{rs} \delta {}^t e_{ij} {}^t dV + \int_{tV} {}^t \tau_{ij} \delta {}^t \eta_{ij} {}^t dV \\ = & {}^{t+\Delta t} R - {}^t F \end{aligned} \quad (11)$$

En general es más eficiente evaluar todas las variables y matrices en el sistema coordinado local, y después llevar a cabo la transformación al sistema global. El ensamble se realiza en el sistema global.

Si se denotan las variables en ejes locales con una barra superior, entonces

$$\begin{aligned} & \int_{tV} {}^t \bar{C}_{ijrs} \delta \left({}^t \bar{e}_{rs} \right)^2 {}^t dV + \int_{tV} {}^t \bar{\tau}_{ij} \delta {}^t \bar{\eta}_{ij} {}^t dV \\ = & {}^{t+\Delta t} \bar{R} - {}^t \bar{F} \end{aligned} \quad (12)$$

4 TENSIONES Y DEFORMACIONES

Para secciones simétricas sólo quedan tres componentes no nulas de tensión

$$\langle {}^t \bar{\tau} \rangle = \langle {}^t \sigma_{xx} \quad {}^t \tau_{yx} \quad {}^t \tau_{yx} \rangle \quad (13)$$

Las componentes de deformación resultan

$$\begin{aligned} \langle {}^t \bar{e} \rangle &= \langle {}^t e_{xx} \quad 2 {}^t e_{yx} \quad 2 {}^t e_{zx} \rangle \\ \langle {}^t \bar{\eta} \rangle &= \langle {}^t \eta_{xx} \quad 2 {}^t \eta_{yx} \quad 2 {}^t \eta_{zx} \rangle \end{aligned} \quad (14)$$

Las relaciones constitutivas se pueden simplificar despreciando términos con el cuadrado del coeficiente de Poisson y resultan

$$\left[{}^t \bar{C} \right] = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (15)$$

donde E es el módulo de elasticidad longitudinal y G el transversal.

Sustituyendo las ecuaciones (13) y (14) en la (12) se obtiene

$$\begin{aligned} & \int_{tV} \left[\frac{E}{2} \delta ({}^t u_{xx})^2 + \frac{G}{2} \delta ({}^t u_{xy} + {}^t u_{yx})^2 + \frac{G}{2} \delta ({}^t u_{xz} + {}^t u_{zx})^2 \right] {}^t dV \\ & + \int_{tV} \left[\frac{{}^t \sigma_{xx}}{2} \delta ({}^t u_{xx}^2 + {}^t u_{yx}^2 + {}^t u_{zx}^2) \right. \\ & + {}^t \tau_{xy} \delta ({}^t u_{xx} {}^t u_{xy} + {}^t u_{yx} {}^t u_{yy} + {}^t u_{zx} {}^t u_{zy}) \\ & + {}^t \tau_{xz} \delta ({}^t u_{xx} {}^t u_{xz} + {}^t u_{yx} {}^t u_{yz} + {}^t u_{zx} {}^t u_{zz}) \left. \right] {}^t dV \\ = & {}^{t+\Delta t} \bar{R} - {}^t \bar{F} \end{aligned} \quad (16)$$

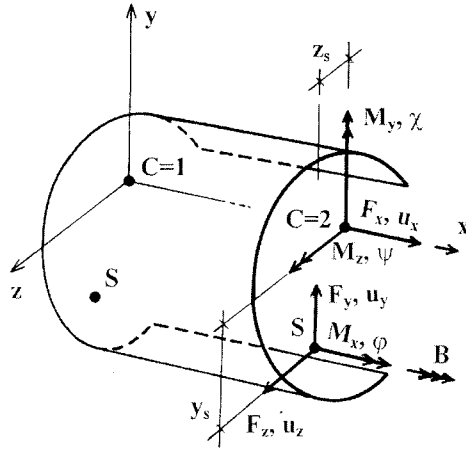


Figura 2: Fuerzas generalizadas y desplazamientos.

La ecuación anterior se puede escribir en forma matricial como

$$({}^t_t[K_E] + {}^t_t[K_G]) \{\tilde{\rho}\} = {}^{t+\Delta t}_t\{\tilde{P}\} - {}^t_t\{\tilde{P}\} \quad (17)$$

donde $(\tilde{\rho})$ es el vector de desplazamientos modales incrementales, ${}^{t+\Delta t}_t\{\tilde{P}\}$ y ${}^t_t\{\tilde{P}\}$ son los vectores de fuerzas nodales en el final y en el comienzo del proceso incremental.

5 FUERZAS NODALES GENERALIZADAS Y DESPLAZAMIENTOS

Como caso particular consideremos una estructura formada por vigas-columnas con sección transversal en forma *I*. Los ejes locales se eligen tal que *x* coincida con el eje longitudinal de la sección, y la sección transversal se define en el plano *y-z*. En la Figura 2 se ilustran los grados de libertad y las fuerzas asociadas a las secciones 1 y 2 correspondientes a los extremos del elemento con centroide *C* y centro de corte *S*.

El conjunto de componentes de desplazamientos nodales se agrupa en $\langle \rho \rangle$

$$\langle \tilde{\rho} \rangle = \langle u_1 \ v_1 \ w_1 \ \varphi_1 \ \chi_1 \ \psi_1 \ u_2 \ v_2 \ w_2 \ \varphi_2 \ \chi_2 \ \psi_2 \ \omega_1 \ \omega_2 \rangle \quad (18)$$

donde el significado de las variables está indicado en la Figura 2.

Las fuerzas cartesianas se agrupan en el vector $\langle \tilde{\rho} \rangle$, incluyendo fuerzas, momentos y bimomentos en los nodos:

$$\langle \tilde{\rho} \rangle = \langle F_{x1} \ F_{y1} \ F_{z1} \ M_{x1} \ M_{y1} \ M_{z1} \ F_{x2} \ F_{y2} \ F_{z2} \ M_{x2} \ M_{y2} \ M_{z2} \ B_1 \ B_2 \rangle \quad (19)$$

Para obtener una solución numérica para casos generales de vigas-columnas y pórticos espaciales, se discretiza el problema utilizando el método de elementos finitos. La interpolación que se adopta es de Hermite, con funciones lineales para los desplazamientos axiales y cúbicos para flexión, torsión y rotación de flexión.

$$\begin{aligned}
 \bar{u} &= \langle H_1 \rangle \bar{u} \\
 \bar{v} &= \langle H_3 \rangle \bar{v} \\
 \bar{w} &= \langle H_3 \rangle \bar{w} \\
 \bar{\varphi} &= \langle H_3 \rangle \bar{\varphi}
 \end{aligned} \tag{20}$$

donde

$$\begin{aligned}
 \langle H_1 \rangle &= \langle (1-t) \ t \rangle \\
 \langle H_3 \rangle &= \langle (1-3t^2+2t^3) \ (t-2t^2+t^3) \ (t^3-t^2) \rangle
 \end{aligned} \tag{21}$$

en las que t es la coordenada normalizada $t = x/l$.

Los desplazamientos nodales en la ecuación (20) son

$$\begin{aligned}
 \bar{u} &= \langle u_1 \ u_2 \rangle \\
 \bar{v} &= \langle v_1 \ l\varphi_1 \ v_2 \ l\varphi_2 \rangle \\
 \bar{w} &= \langle w_1 \ -l\chi_1 \ l\chi_2 \rangle \\
 \bar{\rho} &= \langle \varphi_1 \ l\varphi'_1 \ \varphi_2 \ l\varphi'_2 \rangle
 \end{aligned} \tag{22}$$

6 ROTACIONES FINITAS

Las rotaciones que se han adoptado como grados de libertad del elemento son

$$\langle \varphi \ \chi \ \phi \rangle = \langle \theta_x \ -u'_z \ u'_y \rangle \tag{23}$$

Sin embargo, esas rotaciones no garantizan la continuidad cinemática en los nudos del elemento cuando ocurren rotaciones finitas (Argyris *et al.*,³ Bazant y El Nimeiri⁹). Para obtener una formulación consistente, esos autores han demostrado que es necesario realizar una corrección nodal, lo cual se puede llevar a cabo en este caso mediante una matriz de corrección en el vector de cargas.

La razón para realizar esta corrección es que las matrices de rigidez K_E y geométrica K_G se obtuvieron con la energía interna de deformación computada mediante las componentes del tensor de deformaciones de Green-Lagrange, y esa energía no considera el trabajo no lineal producido por las cargas aplicadas. Para asegurar la continuidad cinemática en los nodos de la estructura hace falta seleccionar correctamente las translaciones y rotaciones generalizadas de modo que las rotaciones finitas sean conmutativas hasta el segundo orden.

Las rotaciones generalizadas $\langle \varphi, \chi, \psi \rangle$ deben relacionarse con ángulos de Euler, Milenkovic o Rodríguez^{15,23} $\langle \Phi \rangle = \langle \phi_x \ \phi_y \ \phi_z \rangle$.

Las rotaciones generalizadas virtuales incrementales se relacionan con las rotaciones incrementales finitas como

$$\begin{Bmatrix} \delta\varphi \\ \delta\chi \\ \delta\psi \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ -\phi_z/2 & 1 & -\phi_x/2 \\ \phi_y/2 & \phi_x/2 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta\phi_x \\ \delta\phi_y \\ \delta\phi_z \end{Bmatrix} = [\Lambda] \delta\phi \quad (24)$$

De la ecuación anterior se puede obtener relaciones entre momentos generalizados $\{M\}$ y $\{M_\phi\}$ como

$$\{M_\phi\} = [\Lambda]^T \{M\} \quad (25)$$

La forma diferencial de esta última ecuación es

$$\{\delta M_\phi\} = [\Lambda]^T \{\delta M\} + [\delta\Lambda]^T \{M\} \quad (26)$$

Podemos reescribir los momentos diferenciales como el producto de una matriz de rigidez por un vector de rotaciones incrementales como

$$\begin{aligned} \{\delta M_\phi\} &= \{K_\Phi\} \{\delta\varphi\} \\ \{\delta M\} &= \{K\} \{\delta\varphi\} \end{aligned} \quad (27)$$

La ecuación (27) pasa a la forma

$$\{K_\Phi\} \{\delta\Phi\} = [\Lambda]^T \{K\} [\Lambda] \{\delta\Phi\} + \delta[\Lambda]^T \{M\} \quad (28)$$

donde

$$\begin{aligned} [\delta\Lambda]^T \{M\} &= \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 0 & -\delta\phi_z & \delta\phi_y \\ 0 & 0 & \delta\phi_x \\ 0 & -\delta\phi_x & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix} \\ &= \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 0 & M_z & -M_y \\ M_z & 0 & 0 \\ -M_y & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta\phi_x \\ \delta\phi_y \\ \delta\phi_z \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (29)$$

Resulta así

$$\begin{aligned} [\delta\Lambda]^T \{M\} &= M_x \frac{1}{2} [0] \begin{Bmatrix} \delta\phi_x \\ \delta\phi_y \\ \delta\phi_z \end{Bmatrix} + M_y \begin{bmatrix} 0 & 0 & -\frac{1}{2} \\ 0 & 0 & 0 \\ -\frac{1}{2} & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta\phi_x \\ \delta\phi_y \\ \delta\phi_z \end{Bmatrix} \\ &\quad + M_z \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ \frac{1}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta\phi_x \\ \delta\phi_y \\ \delta\phi_z \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (30)$$

En forma compacta, el segundo miembro de ecuación (30) es

$$[\delta\Lambda]^T \{M\} = [C_{\chi\psi}^i] \{\delta\Phi\} \quad (31)$$

donde i es el nudo del elemento, y χ y ψ son los grados de libertad rotacionales. La expresión de la matriz $C_{\chi\psi}$ es

$$[C_{\chi\psi}] = \Gamma \{0_{3 \times 3}\} [C_{\chi\psi}^1] \{0_{3 \times 3}\} [C_{\chi\psi}^2] \{0_{2 \times 2}\} \quad (32)$$

Esta matriz se suma a la matriz de rigidez y permite que sea adecuada para casos de rotaciones finitas.

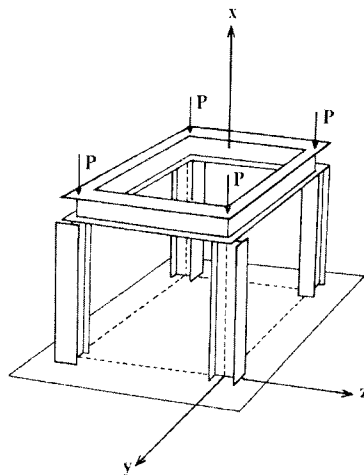


Figura 3: Esquema del portico espacial considerado en el estudio.

Autor	Carga crítica(kips)	Modo de pandeo	Número de elementos
Tebedge	11.73	lateral	2 por col./1 por viga
Tebedge	12.31	torsional	2 por col./1 por viga
Morino	11.93	lateral	2 por col./1 por viga
Morino	11.96	torsional	2 por col./1 por viga

Tabla 1: Valores de cargas críticas linealizadas.

7 RESULTADOS

La *Figura 3* muestra un pórtico espacial, sujeto a cargas verticales iguales en los nudos superiores de las columnas. Las columnas están dispuestas de manera que los planos de mayor inercia sean paralelos a las caras laterales del pórtico, pero girados 90° entre columnas adyacentes. Los datos de la geometría se expresan en unidades imperiales por ser tomadas de la literatura y son: altura del pórtico $50.8in^2$, distancia entre columnas $152.4in$, los perfiles de las columnas y de las vigas son $W10 \times 49$ con área $= 14.4in^2$, los momentos de inercia $I_y = 273in^4$, $I_z = 93in^4$, la constante de torsión $Kt = 1.38in^4$, y la constante de alabeo $C_\omega = 2070in^6$. La estructura fue discretizada en cuatro elementos por columna y dos elementos por viga para el análisis no lineal incremental y para el análisis de carga crítica. Los resultados obtenidos por Tebege y Lambert Tall²⁴ y por Morino¹⁸ se comparan con los obtenidos por la presente formulación. El número de elementos se refiere a cuantos elementos se usan para la discretización de las vigas y cuantos para las columnas. El modo de pandeo identificado como “sway” es de translación lateral, mientras que el de “twist” es de torsión.

Autor	Carga crítica (kips)	Aprox. inic. autovalor	Modo de pandeo	Número de elementos
Presente trabajo	11.666	11.70	torsional o lateral	1 por col. 1 por viga
Presente trabajo	11.669	0.02	torsional o lateral	1 por col. 1 por viga

Tabla 2: Caso 1, las vigas son iguales a las columnas. $I_y = 273in^4$, $I_z = 93in^4$

Autor	Carga crítica (kips)	Aprox. inic. autovalor	Modo de pandeo	Número de elementos
Presente trabajo	11.666	11.70	torsional o lateral	1 por col. 1 por viga
Presente trabajo	11.669	0.02	torsional o lateral	1 por col. 1 por viga

Tabla 3: Caso 2, las vigas son distintas a las columnas pero tienen inercias iguales. $I_{yv} = I_{zv} = 96.7in^4$; $I_{yy} = I_{zz} = 280in^4$.

Autor	Carga crítica (kips)	Aprox. inic. autovalor	Modo de pandeo	Número de elementos
Presente trabajo	11.5635	11.70	torsional o lateral	4 por col. 2 por viga
Presente trabajo	11.5699	10.7	torsional o lateral	4 por col. 4 por viga

Tabla 4: Caso 3, las vigas son iguales a las columnas. $I_y = I_z = 280in^4$.

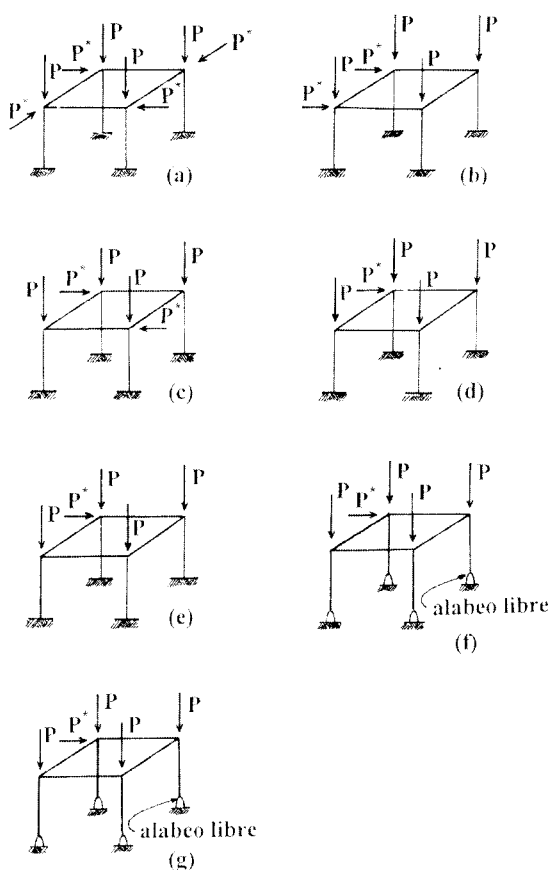


Figura 4: Conjunto de cargas de perturbación consideradas en los diferentes casos.

7.1 Análisis no lineal precrítico

Conocido el valor de la carga crítica linealizada, se ha cargado la estructura con cuatro cargas iguales de $13.00kips$ y diversas configuraciones y valores de cargas de perturbación, como se muestra en las configuraciones (a) a (g) (Figura 4), para ver el efecto que se producen en la trayectoria precrítica no lineal y en el valor de la carga crítica (bifurcación o límite).

La estructura fue discretizada con un elemento por miembro (viga o columna) y la carga fue aplicada en 100 incrementos. Se tomó 0.05 como valor de tolerancia del trabajo. Los valores de las cargas de perturbación varían entre $4.0E - 02$ a $4.0E - 06$. Los valores correspondientes a las cargas críticas encontradas fueron los siguientes:

$P_{per.}/P$	$P_{crit}[kips]$
$4.0E-02$	11.960
$2.3E-03$	12.730 (max)
$4.0E-03$	12.480
$4.0E-04$	12.090
$4.0E-05$	12.090
$4.0E-06$	12.090

Tabla 5: Configuracin (a).

$P_{pert.}/P$	$P_{crit}[kips]$
$4.0E-02$	11.180
$4.0E-03$	12.350 (max)
$4.0E-04$	12.090
$4.0E-05$	12.090
$4.0E-06$	12.090

Tabla 6: Configuracin (b).

$P_{pert.}/P$	$P_{crit}[kips]$
$4.0E-02$	12.220
$4.0E-03$	12.870 (max)
$4.0E-04$	12.090
$4.0E-05$	12.090
$4.0E-06$	12.090

Tabla 7: Configuracin (c).

$P_{pert.}/P$	$P_{crit}[kips]$
$4.0E-02$	11.700
$7.7E-03$	12.610 (max)
$4.0E-03$	12.220
$4.0E-04$	12.090
$4.0E-05$	12.090
$4.0E-06$	12.090

Tabla 8: Configuracin (d).

$P_{pert.}/P$	$P_{crit.}[kips]$
$4.0E-02$	11.700
$7.7E-03$	12.090
$4.0E-03$	12.220 (max)
$4.0E-04$	12.090
$4.0E-05$	12.090
$4.0E-06$	12.090

Tabla 9: Configuracin (e). Caso $C_\omega = 0$.

$P_{pert.}/P$	$P_{crit.}[kips]$
$4.0E-02$	12.090
$7.7E-03$	12.090
$4.0E-03$	12.220 (max)
$4.0E-04$	12.090
$4.0E-05$	12.090
$4.0E-06$	12.090

Tabla 10: Configuracin (f) Caso $C_\omega \neq 0$ y alabeo libre en apoyos.

$P_{pert.}/P$	$P_{crit.}[kips]$
$7.7E-03$	0.6000
$4.0E-03$	0.6090
$4.0E-04$	0.6160
$4.0E-05$	0.6160
$4.0E-06$	0.6160

Tabla 11: Configuracin (g) Caso $C_\omega = 0$ y alabeo libre en apoyos.

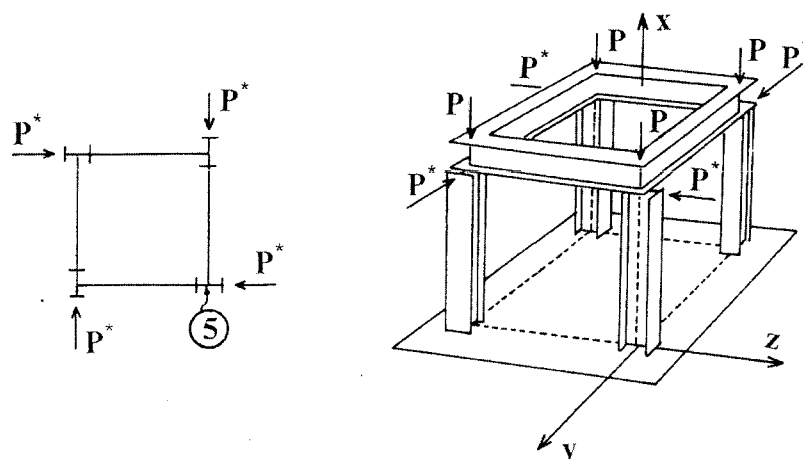


Figura 5: Primera configuración de cargas de perturbación.

7.2 Análisis de trayectorias no lineales postcríticas

Para el seguimiento de trayectorias no lineales se utilizó el método de control del trabajo. La estructura fue discretizada con cuatro elementos por cada columna y dos elementos por cada viga. Se sometió a la estructura a dos configuraciones de cargas de perturbación. Se utilizó un valor de tolerancia en el trabajo de 0.001 y el análisis se realizó con 1500 pasos incrementales.

7.2.1 Primera configuración de cargas de perturbación

Las cargas de perturbación se colocaron en la dirección de máxima inercia de las columnas. La *Figura 4* muestra la configuración de las cargas y la *Figura 5* muestra el diagrama que relaciona los desplazamientos en dirección z del nudo 5 (*Figura 7*). Se alcanzó un valor de carga máxima de 12.219kips y con un valor correspondiente de desplazamiento de 1.7831in, punto a partir del cual no pudo continuarse el análisis.

7.2.2 Segunda configuración de cargas de perturbación

En este caso las cargas de perturbación fueron colocadas en la dirección de mínima inercia de las columnas. La *Figura 6* muestra la configuración de las cargas y la *Figura 7* muestra el diagrama que relaciona las cargas con los desplazamientos en dirección z del nudo 5. Se alcanzó un valor de carga máxima de 11.668kips y un valor correspondiente de desplazamiento de 1.1478in. El desplazamiento máximo fue de 1.2611in para un valor de carga de 11.663kips, punto a partir el cual los desplazamientos comienzan a disminuir al igual que las cargas. A partir del valor de carga 10.805kips, la trayectoria sigue prácticamente la misma trayectoria de carga inicial, pero en sentido opuesto, es decir es una típica curva de descarga, llegando muy cerca del origen (0.003in de diferencia). A continuación se acentúa la trayectoria de descarga, con desplazamientos prácticamente nulos, transformándose en una recta casi vertical en lo que respecta a este grado de libertad. Cabe destacar que a partir del origen, predominan los

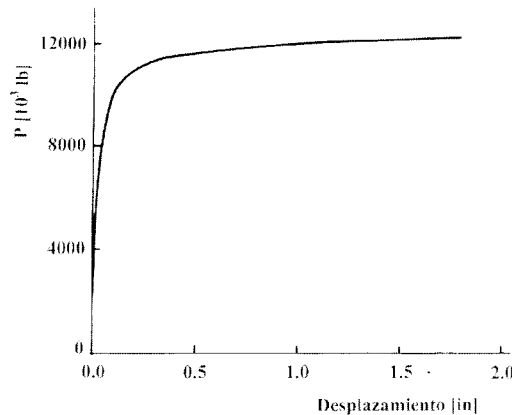


Figura 6: Cargas versus desplazamiento del nudo 5, en dirección z .

desplazamientos axiales, siguiendo una trayectoria lineal de carga versus desplazamiento axial hasta valores muy elevados, tal como lo muestra la *Figura 8*.

8 DISCUSION

El ejemplo considerado es útil para mostrar que eno se encontraron diferencias con los resultados provistos por otros autores en las cargas críticas linealizadas, a pesar de que en los ejemplos tomados de las referencias no se contaba con las especificaciones de las propiedades de las vigas. En lo que se refiere al modo de pandeo, no hay coincidencia entre nuestros resultados y las afirmaciones realizadas por otros autores, ya que, a pesar que existe un modo predominante de desplazamiento transversal, hay algo de torsión acoplada en todos los modos de pandeo encontrados, de manera que no ocurrió ningún caso con modos de translación o de rotación puros. Los valores obtenidos utilizando matrices de rigidez geométrica con y sin corrección nodal, no mostraron diferencia; esto se explica reconociendo que las tensiones iniciales pre críticas relacionadas con la flexión y la torsión son despreciables.

En lo referente al análisis no lineal pre crítico, la influencia de los valores de la carga de perturbación y de su configuración, muestran que cargas de perturbación menores a $1.0 \times 10^{-4}P$ no afectan el resultado de carga crítica (bifurcación o punto límite).

Un resultado importante de esta seccion es que considerar el alabeo libre de los apoyos no produjo diferencias en el resultado de la carga crítica encontrada, pero los valores de las tensiones asociados al bimomento, encontrados en un estado anterior al crítico, son muy elevados.

Cabe destacar que al ser cargas prácticamente axiales, se podría pensar que las deformaciones de alabeo son nulas. Para investigar ese aspecto se hizo un ejemplo considerando nula la constante de alabeo. El valor de la carga crítica fue el mismo siempre que la condición de apoyo fuese de restricción al alabeo, pero cuando se dejó libre esta restricción en los apoyos, el valor de la carga crítica cayó de $12.090kips$ a $0.616kips$ en este ejemplo particular, lo que demuestra la importancia de ambos factores tomados en consideración.

Los resultados provenientes del análisis no lineal postcrítico muestran que la configuración de

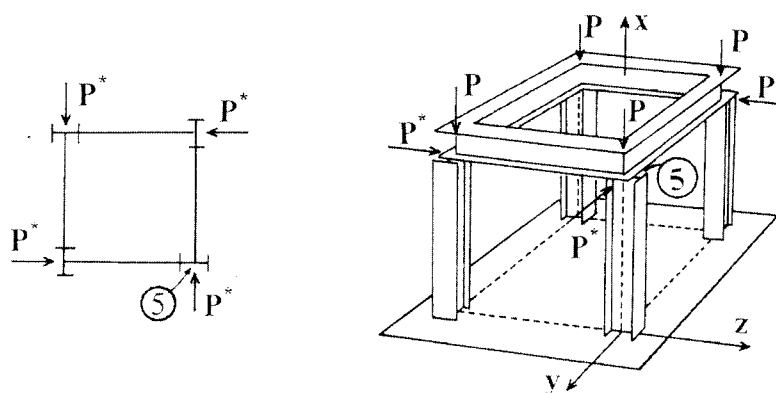


Figura 7: Segunda configuración de cargas de perturbación.

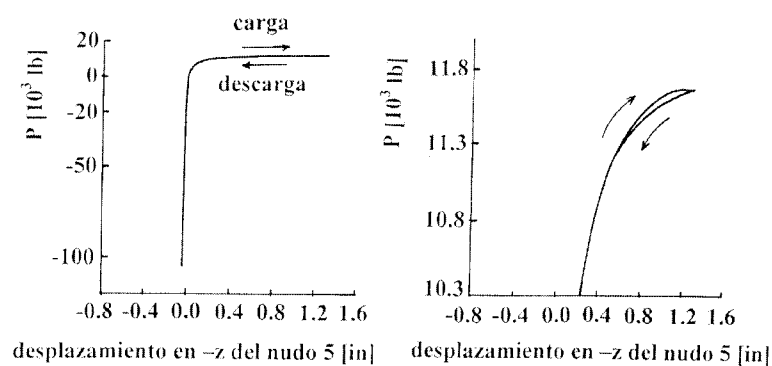


Figura 8: (a) Carga versus desplazamiento del nudo 5, en dirección z . (b) Region ampliada.

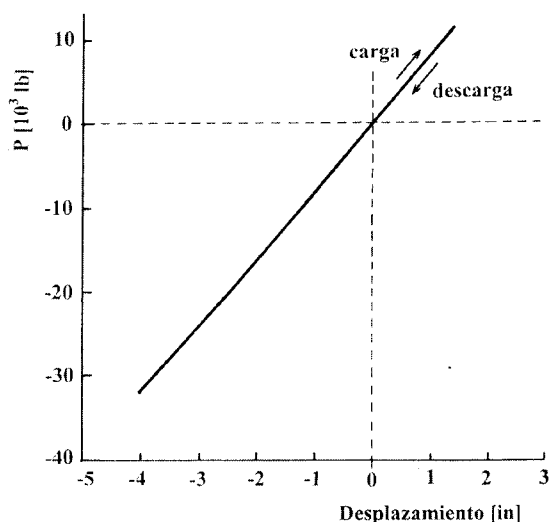


Figura 9: Carga versus desplazamiento del nudo 5, en dirección axial.

las cargas de perturbación influye en el comportamiento postcrítico. Se encontraron situaciones totalmente diferentes si se cambia la dirección de aplicación de las cargas de perturbación en estas direcciones, pues se obtienen resultados distintos a los obtenidos con perturbaciones dispuestas en otras direcciones.

Blandford¹⁰ analiza el efecto de conexiones flexibles no lineales (semi rígidas) en una estructura de características geométricas similares, mostrando la influencia de estos efectos en la respuesta a torsión, considerando una variación en las conexiones elásticas a rotación. Basado en el postulado de Yang y McGuire, que para valores de $pL \geq 2$ el efecto del alabeo no es significativo, con p definido como $p = (GK_T/EC_\omega)$,³¹ encontramos que para este perfil se obtiene $pL = 0.8$, lo que lo caracteriza como dependiente del grado de restricción al alabeo. Puede observarse que las cargas principales impuestas no inducen significativamente a la estructura a tener un comportamiento torsional, pero vemos que dadas dos condiciones de alabeo diferentes (el caso de tener la restricción al alabeo liberada en los apoyos y considerando nula la constante de alabeo), el análisis conduce a resultados muy diferentes.

9 CONCLUSIONES

Se puede decir que la presente formulación permite describir de manera adecuada el comportamiento pre y post crítico de pórticos espaciales en el régimen elástico lineal, en presencia de desplazamientos finitos generalizados.

El procedimiento numérico de Control por Trabajo empleado para el análisis demostró eficiencia y estabilidad en los ejemplos numéricos resueltos. El número de iteraciones necesarias para alcanzar la convergencia en cada paso incremental ha tenido un comportamiento uniforme, ocurriendo de manera poco significativa un aumento en las mismas en los momentos en que la estructura se torna muy flexible. Cabe destacar que esto se debe principalmente al proceso de

recuperación de esfuerzos empleado.

Los resultados encontrados en el desarrollo del ejemplo, evidencian la necesidad de la consideración de desplazamientos finitos generalizados (rotaciones finitas). Una formulación basada en desplazamientos infinitesimales puede generar resultados inconsistentes cuando se realiza un análisis no lineal en la que ocurren situaciones de grandes desplazamientos y fenómenos del tipo "snap through", "snap back" e inversión de carga.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a las agencias financiadoras que apoyaron a este proyecto mediante subsidios del programa FONCYT, de CONICET, la Agencia Cordoba Ciencia y la Universidad Nacional de Cordoba.

REFERENCIAS

- [1] Argyris, J. H. y Simeonidis, S., "Nonlinear finite element analysis of elastic systems under nonconservative loading, Natural formulation: Part I, Quasistatic problems", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, vol. 26 (1981), pp. 75-123.
- [2] Argyris, J. H., "An excursion into large rotations", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, vol. 32 (1982), pp. 85-155.
- [3] Argyris, J.H., Hilpert, G.A., Malejannakis, D.W., y Schazpf, D.W., "On the geometrical stiffness of a beam in space: A consistent V.W. approach", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, vol. 20, (1979), pp. 105-131.
- [4] Attard, M., "Nonlinear theory of non-uniform torsion of thin-walled open beams", Thin Walled Structures, vol. 4 (1986), pp. 101-134.
- [5] Attard, M., "Lateral buckling analysis of beams by the FEM", Computers and Structures, vol. 23 (1986), pp. 217-231.
- [6] Bathe, K.J., Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall, Englewood Cliff (1982).
- [7] Bathe, K-J., y Bolourchi, S., "Large Displacement Analysis of Three-Dimensional Beam Structures", Int. Journal for Numerical Methods in Engineering, vol. 14, (1970), pp. 961-986.
- [8] Barsoum, R.S., y Gallagher, R.H., "Finite Element Analysis of Torsional-Flexural Stability Problems", Int. Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.2, (1970), pp. 335-352.
- [9] Bazant, Z.P., y El Nimeiri, M., "Large-deflection spatial buckling of thin-walled beams and frames", ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, vol 99 (6), (1973), pp 1259-1281.
- [10] Blanford, G. A., "Thin-walled space frame analysis with geometric and flexible connection nonlinearities", Computers and Structures, vol. 35(5) (1990), pp. 609-617.
- [11] Cardona, A. y Geradin, M., "A beam finite element nonlinear theory with finite rotations", Int. J. Numerical Methods in Engineering, vol. 26 (1988), pp. 2403-2438.
- [12] Chen, W. F. y Atsuta, T., "Ultimate strength of biaxially loaded steel H-columns", ASCE Journal of the Structural Division, vol. 99 (1989), pp. 469-489.
- [13] Gjelsvic, A., The Theory of Thin-Walled Bars, Wiley, New York (1981).
- [14] Iura, M. y Atluri, S. N., "Dynamic analysis of finitely stretched and rotated three-dimensional space-curved beams", Computers and Structures, vol. 29 (1988), pp. 875-889.

- [15] Kane, T. y Linkins, P., *Spacecraft Dynamics*, McGraw-Hill, New York (1983).
- [16] Kitipornchai, S., y Chan, S.L., "Stability and Non-linear Finite Element Analysis of Thin-Walled Structures", Chapter 4 in *Finite Element Applications to Thin Walled Structures*, Ed. John Bull, Elsevier Applied Sciences, NewYork (1990), pp 89-130.
- [17] Kondoh, K., Tanaka, K. y Atluri, S. N., "An explicit expression for the tangent stiffness of a finitely deformed 3D beam and its use in the analysis of space frames", *Computers and Structures*, vol. 24 (1986), pp. 253-271.
- [18] Morino, S. y Lu, L. W., "Analysis of space frames", Fritz Engineering Laboratory Report 331.13, Leigh University, Bethelheim, PA, 1971.
- [19] Ronda, J.A., *Análisis no Lineal Geométrico de Estructuras de Porticos Espaciales de Pared Delgada*, Tesis doctoral, Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba (1994).
- [20] Saleeb, A. F. y Gendy, A. S., "Shear flexible models for spatial buckling of thin-walled curved beams", *Int. Journal Numerical Methods in Engineering*, vol. 31 (1991), pp. 729-758.
- [21] Sandhu, J. S., Stevens, K. A. y Davies, G. A., "A 3D co-rotational curved and twisted beam element", *Computers and Structures*, vol. 35 (1990), pp. 69-79.
- [22] Simo, J.C., y Vu-Quoc, L., "Three dimensional finite strain model, Part II", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 58 (1986), pp. 97-116.
- [23] Surana, K., y Sorensen, R., "Geometrically non-linear formulation for three dimensional curved beam elements with large rotations" *Int. Journal Numerical Methods in Engineering*, vol. 28 (1989), pp. 43-73.
- [24] Tebedge, N. y Lambert Tall, L., "Linear stability analysis of beam-columns", *ASCE Journal of the Structural Division*, vol. 99 (ST12) (1973), pp. 2439-2457.
- [25] Timoshenko, S. P. y Gere, J. M., *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, New York (1961).
- [26] Vlasov, V. Z., *Thin-Walled Elastic Beams*, Israel Program of Scientific Translation, Jerusalem (1961).
- [27] Wekezer, J. W., "Instability of thin-walled bars", *ASCE Journal Engineering Mechanics Division*, vol. 111 (1985), pp. 923-935.
- [28] Wekezer, J. W., "Free vibrations of thin-walled bars with open cross sections", *ASCE Journal Engineering Mechanics Division*, vol. 113 (1987), pp. 1441-1453.
- [29] Wempner, G., *Mechanics of Solids*, McGraw-Hill, New York (1973).
- [30] Wunderlich, W., Obrecht, H. y Schrodter, V., "Nonlinear analysis and elastic plastic load carrying behavior of thin-walled spacial beam structures with warping constraints", *Int. Journal Numerical Methods in Engineering*, vol. 22 (1986), pp. 671-695.
- [31] Yang, Y.B., *Linear and Non-linear Analysis of Space Frames with Nonuniform Torsion Using Interactive Computer Graphics*. Ph.D Thesis. Cornell University, Ithaca, New York (1984).
- [32] Yang, Y. B. y McGuire, W., "Stiffness matrix for geometric nonlinear analysis", *ASCE Journal Structural Engineering*, vol. 112 (1986), pp. 853-877.
- [33] Yang, Y. B. y McGuire, W., "Joint rotations and geometric nonlinear analysis", *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 112 (1986), pp. 879-905.
- [34] Yoo, C. H., "Bimoment contribution to stability of thin-walled assamblages", *Computers and Structures*, vol. 11 (1980), pp. 465-471.

Evaluación de Daño Sísmico en los Países Bolivarianos. Sistema de Computación CEINCI3

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Superior Politécnica del Ejército, ESPE
Valle de los Chillos, Quito, Ecuador
E-mail: raguair@espe.edu.ec

RESUMEN

En base al análisis estático no lineal, se han desarrollado varias metodologías y un sistema de computación denominado CEINCI3, para evaluar daño sísmico de una edificación que puede estar ubicada en cualquier población o ciudad de Venezuela, Colombia, Ecuador y Perú.

Además se puede encontrar el desempeño de una edificación de hormigón armado, que puede estar conformada por vigas rectangulares, columnas cuadradas o circulares y muros de corte con o sin cabezales. Esta estructura, puede analizarse para cualquier evento sísmico, definido por su acelerograma o su espectro, elástico o inelástico. En este caso para el análisis sísmico, se obtiene en primer lugar la curva de capacidad resistente sísmica, aplicando la técnica del pushover, posteriormente se encuentra un sistema bilineal y finalmente un sistema equivalente de un grado de libertad, que tiene la rigideces elástica e inelástica, igual al del sistema con múltiples grados de libertad; además, tiene las mismas propiedades dinámicas. El análisis sísmico se realiza en el sistema equivalente y luego los resultados se trasladan al sistema de múltiples grados de libertad. El daño, desplazamientos laterales y distorsiones en cada piso, se obtiene en función del desplazamiento lateral máximo, en el respectivo estado de carga del pushover.

Para encontrar el daño sísmico de una construcción ubicada en los Países Bolivarianos, se determina el punto de demanda, aplicando el Método del Espectro de Capacidad. Luego se tiene la posibilidad de encontrar el daño estructural, no estructural por distorsión de piso o en elementos sensibles a aceleración, utilizando la base de datos de HAZUS 99. Para estructuras de hormigón armado se tiene otra alternativa en la cual a partir del punto de demanda se encuentra los desplazamientos y distorsiones de piso, con el respectivo daño.

Cuando se trata de edificaciones de hormigón armado se determina la curva de capacidad resistente, en base al armado de la estructura y calidad de los materiales. Esta curva es la base para determinar el sistema equivalente de un grado de libertad, que es la primera alternativa de análisis sísmico o para utilizar el Método del Espectro Equivalente, que es la segunda alternativa.

Se puede evaluar daño sísmico en 36 tipologías estructurales, conformadas por diferentes tipos de materiales, empleando la base de datos de HAZUS 99. Estas edificaciones pueden estar ubicadas en alguna ciudad o población de los Países Bolivarianos.

1. ANTECEDENTES

Los países bolivarianos se encuentran en una de las regiones de mayor peligrosidad sísmica del mundo, tal parece que aproximadamente cada año se registra en forma cíclica en

Venezuela, Colombia, Ecuador, Perú y Bolivia, un terremoto que los medios de comunicación los califican como el más grande sismo registrado en los últimos 20 años o 50 años y esto se debe a las grandes pérdidas que estos eventos han ocasionado. A manera de ejemplo se indican los principales sismos registrados desde 1996, en la comunidad bolivariana.

- El sismo de Pujilí⁽¹⁾, que afectó a la Provincia de Cotopaxi, en Ecuador el 28 de marzo de 1996.
- El sismo de Nazca^(2,6), que afectó al Perú, el 12 de noviembre de 1996.
- El sismo de Cariaco^(3,8) del 9 de julio de 1997, en Venezuela.
- El sismo de Aiquile⁽⁷⁾, del 22 de mayo de 1998, en Bolivia.
- El sismo de Bahía de Caráquez⁽⁴⁾, del 4 de agosto de 1998, en Ecuador.
- El sismo del Eje Cafetero de Colombia^(5,9), del 25 de enero de 1999.
- El sismo de Arequipa⁽¹⁰⁾, del 23 de Junio de 2001.

En la figura 1, se indica los epicentros de los eventos sísmicos anotados, que destruyeron en menos de un minuto lo que sus habitantes demoraron años y años en edificarlo a base de gran sacrificio, de privaciones por contar con un techo para su familia. No se puede decir que Bolivia es un país que está al margen de los sismos, por que no es verdad como lo demuestra el sismo de Aiquile del 22 de mayo de 1998, desgraciadamente y ventajosamente la memoria es frágil y muy pronto olvidamos que la comunidad bolivariana se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica en el mundo.

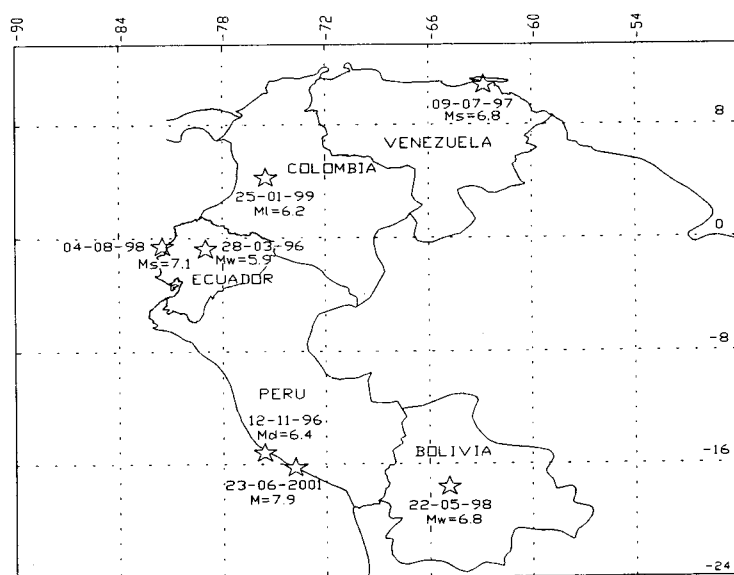


Figura 1 Epicentros de los principales sismos que han afectado a los Países Bolivarianos desde 1996.

1.1 Sismos de Magnitud Intermedia

En la tabla 1, se presentan datos sismológicos de los eventos anotados y se puede apreciar que si bien es cierto las escalas utilizadas son diferentes, no es menos cierto que la mayoría de ellos son de magnitud intermedia y algunos son de magnitud moderada. Pero el daño que registraron fue

muy alto, lo que significa que muy poco se hace en el campo de la prevención sísmica. A veces se piensa que prevención sísmica es dotar únicamente de instrumentos a los centros sismológicos. Es importante contar con redes sísmicas que se encuentren funcionando en forma eficiente pero más importante es saber cual es la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, más importante es hacer estudios para conocer si determinado hospital está en capacidad de resistir un sismo de determinada magnitud y si no lo está reforzar la estructura antes de que se registre el sismo, de esta manera se logran salvar vidas y reducir al máximo las pérdidas económicas.

1.2 Pérdidas registradas por los sismos

Si bien todos los sismos de la Tabla 1, son superficiales y como tales van a causar grandes movimientos en las zonas más cercanas al epicentro. No se compadece con el gran daño que dejaron y eso se ve reflejado en la Intensidad que se las ha asignado a estos eventos, que es bastante alta. No se compadece con el número de muertos y heridos que han ocasionado ni con las pérdidas económicas dejadas, las mismas que se presentan en la Tabla 2.

Tabla 1 Datos sismológicos de los principales eventos registrados desde 1996 en los Países Bolivarianos.

Sismo	Fecha	Hora	Latitud	Longitud	Magnitud	Profundidad	Intensidad
Ecuador	28-03-96	18:03	1.04 S	78.72 W	$M_w = 5.9$	15.2 Km	VII
Perú	12-11-96	17:00	15.30 S	76.44 W	$M_d = 6.4$	14.0 Km	VII
Venezuela	9-07-97	15:24	10.43 S	63.49 W	$M_s = 6.8$	10.0 Km	VIII
Bolivia	22-05-98	01:48	17.73 S	65.43 W	$M_w = 6.8$	24.0 Km	VIII
Ecuador	04-08-98	13:59	0.55 S	80.53 W	$M_s = 7.1$	39.0 Km	VIII
Colombia	25-01-99	13:19	4.41 N	75.72 W	$M_L = 6.2$	< 15 Km	VIII
Perú	23-06-01	15:33	16.15 S	73.40 W	$M_w = 7.4$	33.0 Km	VII-VIII

Tabla 2 Pérdidas humanas y económicas que han dejado algunos sismos registrados en los Países Bolivarianos desde 1996.

Sismo	Muertos	Heridos	Pérdida Económica
Ecuador - 1996	27	156	5 millones de US
Perú - 1996	17	1591	43 millones de US
Venezuela - 1997	74	522	100 millones de US
Bolivia - 1998	105	315	15 millones de US
Ecuador - 1998	3	52	30 millones de US
Colombia - 1999	1230	5300	1800 millones de US
Perú - 2001	102	1368	

Los sismos han sido una de las principales causas para que los Países Bolivarianos se encuentren todavía en vías de desarrollo, por las grandes pérdidas que nos han dejado los movimientos telúricos. A manera de ejemplo vale la pena recordar lo que sucedió en Colombia antes del sismo del 25 de enero de 1999⁽⁵⁾; el gobierno colombiano había logrado del BID en diciembre de 1998 un crédito por 350 millones de dólares y ha principios del 99 le otorgaron otro préstamo de emergencia por 637 millones de dólares. Todo esto antes del 25 de enero, es decir que en total recibió del BID 987 millones de dólares para que el gobierno de Colombia tenga liquidez. El sismo del

25 de enero de 1999 dejó en pérdidas⁽⁹⁾ alrededor de 1800 millones de dólares, más del doble de lo que le prestaron.

En Venezuela, se puede decir algo similar luego del sismo del 29 de Julio de 1967. En Ecuador luego del sismo de Baeza del 5 de marzo de 1987 cuando un sismo de magnitud $M_s = 6.8$ dejó aproximadamente 1000 millones de dólares en pérdidas. En cada país bolivariano, las pérdidas que han dejado los sismos son enormes y no una vez sino varias veces.

2. SISTEMA DE COMPUTACIÓN CEINCI3

Estas grandes pérdidas que han dejado los sismos en los Países Bolivarianos han sido la principal motivación para desarrollar el Sistema de Computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los países bolivarianos, que permite simular en el ordenador cual va a ser el desempeño que va a tener una edificación situada en cualquier ciudad de los Países Bolivarianos ante el terremoto que está definido en la normativa sísmica de Venezuela⁽¹¹⁾ del 2001, de Colombia⁽¹²⁾ de 1998, de Ecuador⁽¹³⁾ del 2000 y del Perú⁽¹⁴⁾ de 1997. Lamentablemente el autor no dispone del código sísmico de Bolivia, razón por la que no se puede evaluar el desempeño de las edificaciones situadas en dicho país con el sistema CEINCI3.

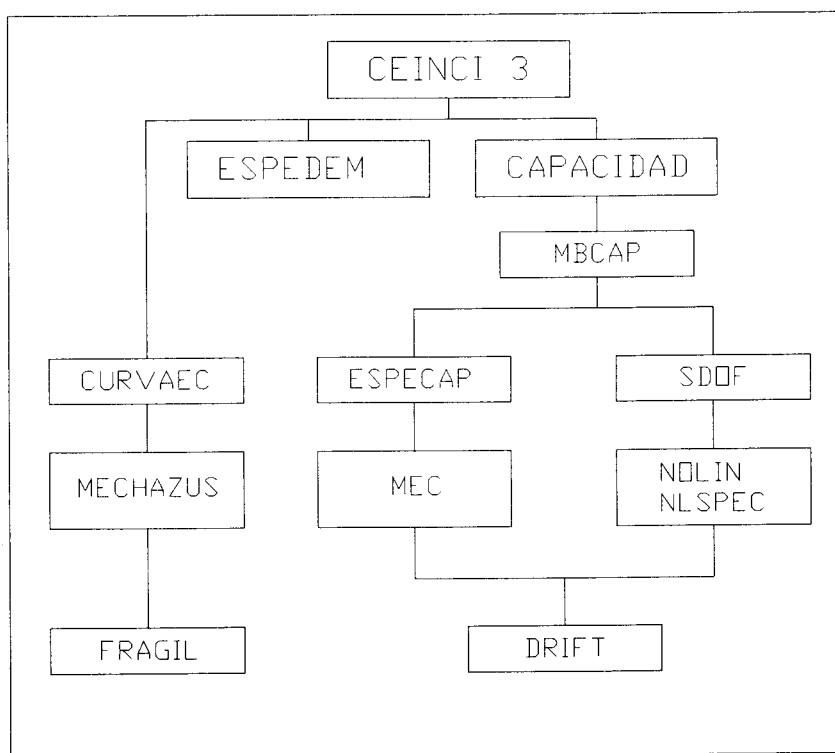


Figura 2 Subprogramas del Sistema de Computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los Países Bolivarianos.

En la figura 2, se presentan los diferentes subprogramas del CEINCI3, para evaluar daño sísmico. Si desea encontrar el desempeño de una edificación de hormigón armado, para un determinado sismo, se deberán utilizar los subprogramas que están a la derecha de la figura 2.

Ahora, si el objetivo es encontrar el desempeño de una edificación de hormigón armado que se encuentra ubicada en alguna ciudad de los Países Bolivarianos, se deberán utilizar los subprogramas que están en la parte central de la figura 2.

Finalmente, para encontrar el comportamiento sísmico en cualquier País Bolivariano, de 36 tipologías estructurales, de edificaciones con diferentes tipos de materiales, se debe utilizar los subprogramas que están a la izquierda de la figura 2.

3. SISTEMA EQUIVALENTE

En la figura 3, se presenta el esquema de cálculo a seguir cuando se desea encontrar el comportamiento sísmico de una edificación de hormigón armado ante cualquier evento sísmico. Lo primero que se determina es la capacidad resistente sísmica de la estructura, empleando la técnica del pushover⁽¹⁵⁾. La capacidad resistente, relaciona el cortante basal V , con el desplazamiento lateral máximo en el tope de la edificación D_t .

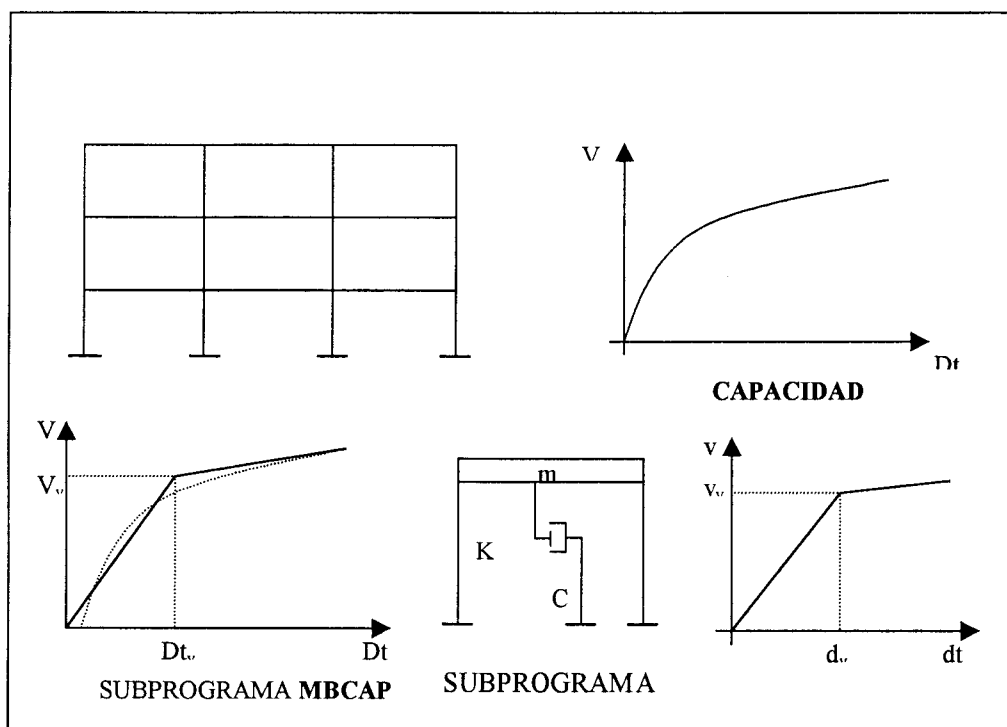


Figura 3 Subprogramas del CEINCI3 con los que se obtiene el sistema equivalente de un grado de libertad.

3.1 Técnica del Pushover

La Técnica del Pushover consiste en aplicar cargas laterales incrementales a una estructura ya diseñada en la cual se conoce la armadura de sus elementos. Las cargas se aplican en forma monótonica en una sola dirección hasta llevar a la estructura al colapso. En lugar de cargas incrementales se puede aplicar un acelerograma que va creciendo en el tiempo⁽¹⁶⁾.

Las cargas se aplican en cada uno de los pisos de la estructura. La forma de variación de la carga es arbitraria. Se puede trabajar con cargas uniformes, con cargas triangulares, con cargas que

estén de acuerdo al primer modo de vibración de la estructura. Lo importante es que las cargas que se apliquen sean muy pequeñas. Se destaca que la respuesta de la estructura si es función de la forma de aplicación de las cargas; por este motivo, se está trabajando ahora en lo que se denomina *pushover controlado*⁽¹⁷⁾, en el cual se aplican las cargas de acuerdo a la deformación de la estructura.

Las cargas laterales se aplican en un solo sentido hasta alcanzar el colapso. Al respecto se debe indicar que hay varios criterios para definir el punto de fallo o de colapso de una estructura. Para Roufaiel y Meyer⁽¹⁸⁾, el colapso de la estructura se alcanza cuando el desplazamiento lateral máximo es igual al 6% de la altura total del edificio H . Es decir $D_t = 0.06 H$. Para otros investigadores como Stephens y Yao⁽¹⁹⁾ el colapso se presenta cuando $D_t = 0.10 H$. En fin existen varios criterios de colapso en función de un porcentaje de la altura máxima del edificio. Pero esto es un criterio, hay otras formas de definir el colapso, una de ellas es cuando en un determinado piso todas las columnas en cabeza y pie han alcanzado el momento M_u . Otro criterio, es cuando todos los elementos que llegan a un determinado nudo han alcanzado el momento M_u .

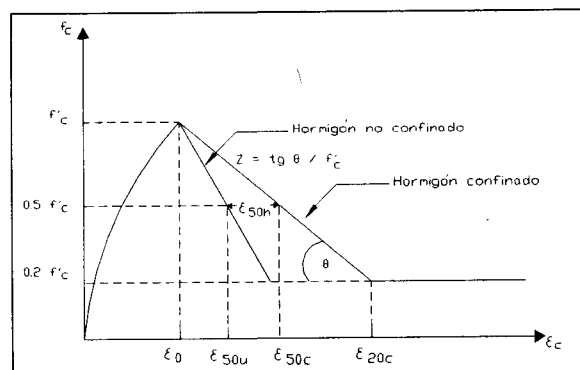
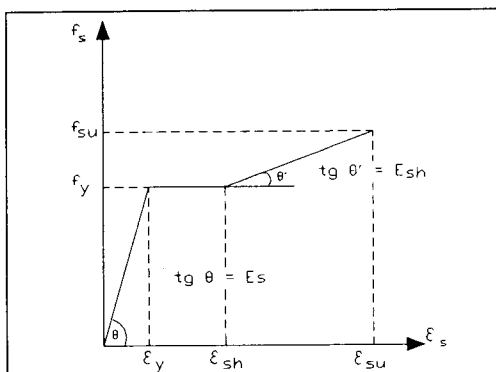
Lo mejor es que el usuario al ver los reportes del subprograma CAPACIDAD, defina el colapso. Es importante destacar que antes de que se presente el colapso la estructura ante un pequeño incremento de carga lateral, la estructura experimenta un gran corrimiento lateral.

El subprograma CAPACIDAD, considera el colapso cuando el desplazamiento lateral $D_t = 0.05 H$, este valor puede ser adecuado para estructuras conformadas por vigas y columnas exclusivamente. Para estructuras con muros de corte el valor indicado es muy alto. De todas formas se destaca una vez más que *el usuario es quien define el colapso, el programa le facilita mediante el reporte de una serie de información para que tome la decisión.*

3.2 Modelos constitutivos de los materiales y de plasticidad

Se ha considerado el modelo trilineal⁽²⁰⁾, para definir el comportamiento del acero, que contempla incremento de esfuerzos, en la zona de endurecimiento, como se aprecia a la derecha de la figura 4. El modelo constitutivo del hormigón que considera el subprograma CAPACIDAD es el de Kent y Park⁽²¹⁾. A pesar de que este modelo fue publicado en 1971, es muy adecuado para modelar el comportamiento del hormigón confinado. Es adecuado en el sentido de que es conservador.

Por otra parte, el subprograma CAPACIDAD puede trabajar con uno de los cuatro modelos de plasticidad indicados en la figura 5. Es importante destacar que inicialmente todos los elementos trabajan con el modelo 1, cuando se encuentran en el rango elástico. Cuando se ingresa al rango no lineal, el programa trabajará con el modelo de plasticidad seleccionado por el usuario.



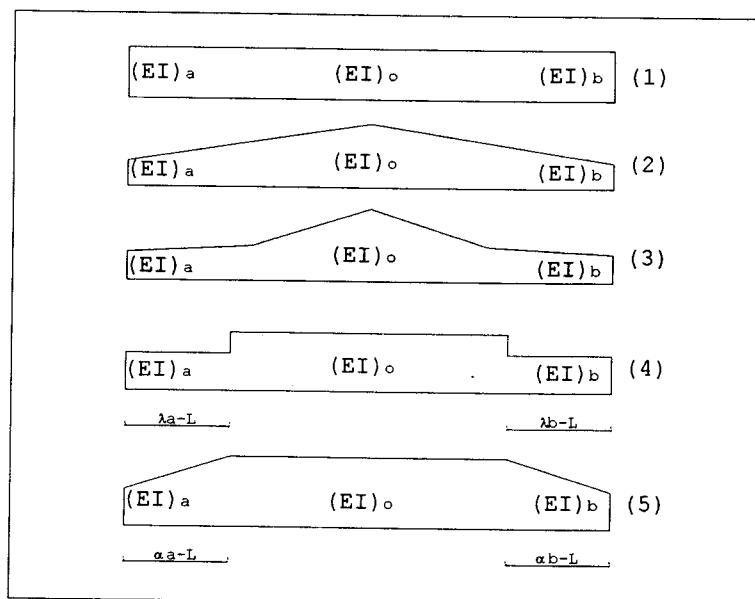


Figura 5 Modelos numéricos empleados para el análisis lineal y no lineal que considera el subprograma CAPACIDAD

Los modelos de plasticidad seleccionados se describen brevemente a continuación:

- El modelo (2), de la figura 5, es utilizado en el programa⁽²²⁾ IDARC: *Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete*, Version 1.0. Este modelo considera que la variación de rigidez es lineal en el elemento. Los términos de la matriz de flexibilidad son deducidos para cuando existe punto de inflexión y para cuando no lo hay.
- En el modelo (3), la variación de rigidez a flexión no se considera lineal y es utilizada en el programa IDARC⁽²³⁾ Version 3.0. Los elementos de la matriz de flexibilidad se obtienen por integración numérica. Tanto en el modelo (2) como en el modelo (3) no se considera la longitud de la zona del elemento que ingresa al rango no lineal.
- El modelo (4), es utilizado en el programa SARCF: *Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames*, implementado por Chung et al.⁽²⁴⁾. En este modelo se determina la longitud de la zona que ingresa al rango no lineal $\lambda_a L$, para el nudo inicial y $\lambda_b L$, para el nudo final, en función de los momentos actuantes y considerando que ante acciones sísmicas el diagrama de momentos es triangular.
- El modelo (5), considera la longitud de las zonas que ingresan al rango no lineal y permite que el centro de luz pueda ingresar al rango no lineal. Este modelo es utilizado en el programa IDARC Versión 4.0 y fue desarrollado por Valles et al.⁽²⁵⁾. Los términos de la matriz de flexibilidad fueron deducidos por Lobo⁽¹⁷⁾ e incluyen el efecto del corte.

Es importante destacar que el modelo (3) es inestable cuando se tienen deformaciones laterales muy grandes en la estructura.

3.3 Relaciones Momento Curvatura

La rigidez a flexión (EI) , para ser utilizados en los modelos de la figura 5, se obtienen del diagrama momento curvatura. En la figura 6, se indica el modelo numérico de cálculo adoptado para definir el mencionado diagrama⁽¹⁵⁾.

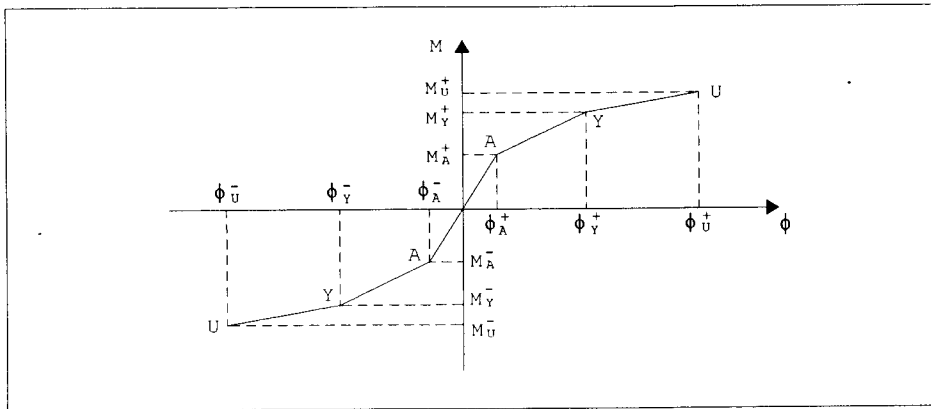


Figura 6 Modelo numérico adoptado para la curva momento curvatura.

Para el modelo de cálculo adoptado se tienen tres rigideces a flexión, para cada una de las ramas del modelo, que son:

$$(EI)_o = \frac{M_a}{\phi_a} = \frac{E b h^3}{12} \quad (1)$$

$$(EI)_1 = \frac{M_y - M_a}{\phi_y - \phi_a} \quad (2)$$

$$(EI)_2 = \frac{M_u - M_y}{\phi_u - \phi_y} \quad (3)$$

Se ha omitido el signo $\pm$ para darle el carácter general. Para la primera rama que corresponde al rango elástico $(EI)_o$, se tiene que la rigidez se calcula con la Inercia gruesa. En consecuencia, en la ecuación (1) se tiene que b , es la base y h , es la altura de la sección transversal.

Cuando se inicia el proceso de carga, la sección analizada tiene una rigidez $(EI)_o$ y se mantiene con esta rigidez hasta cuando el momento actuante supera el valor de M_a , en que disminuye la rigidez a flexión al valor de $(EI)_1$, con este valor permanece hasta que el momento actuante sea mayor a M_y , en que la rigidez disminuye notablemente al valor de $(EI)_2$.

La descripción de los puntos notables **A**, **Y**, **U**, del modelo numérico adoptado⁽²⁶⁾, es la siguiente:

- El punto **A**, que se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a tracción. Para hormigones con resistencia a la compresión menor a 240 Kg/cm², se puede considerar que la resistencia a la tracción $f_t = 0.1f'_c$.
- El punto **Y**, que se alcanza cuando el acero a tracción llega al esfuerzo de fluencia f_y , que es lo mismo que la decir a que la deformación del acero sea ε_y .

- El punto **U**, está definido cuando el hormigón a compresión llega a la deformación máxima útil ϵ_u .

3.4 Modelo Bilineal

De acuerdo al esquema de análisis indicado en la figura 3, una vez que se tiene la curva de capacidad resistente de la estructura, con el subprograma CAPACIDAD, se encuentra un modelo bilineal equivalente. Existen varias formas de encontrar este modelo, entre las que se destacan, las siguientes: Criterio de la Rigidez Tangente Horizontal. Criterio de las Rigideces Tangentes. Criterio de las Áreas Iguales. Ajuste por Mínimos Cuadrados, entre otras. De estos criterios, se ha seleccionado el último en el subprograma MBCAP, por que reporta el menor error⁽²⁷⁾.

Sea V^* el valor de la curva de capacidad resistente que se obtienen del análisis con la técnica del pushover y V , el cortante basal que se obtiene al aplicar uno de los diferentes criterios de cálculo. El error se ha calculado como la sumatoria de $(V - V^*)^2$.

El subprograma MBCAP, reporta el punto en el cual la estructura ingresa al rango no lineal, que tiene coordenadas D_y, V_y . Reporta además las rigideces elástica e inelástica, del modelo, que no son más que las pendientes de cada una de las rectas.

3.5 Sistema de un grado de libertad

Varios son los modelos de análisis que se han desarrollado para pasar del sistema con múltiples grados de libertad^(28,29), a un sistema con un solo grado de libertad. Algunos de ellos tienen un fundamento en común, basado en la dinámica de estructuras, cuya teoría se indica a continuación.

El sistema de ecuaciones diferenciales que gobiernan los problemas dinámicos en sistemas MDOF, está definido por la ecuación (4).

$$M \ddot{D} + C \dot{D} + K D = Q \quad (4)$$

donde **M**, **C** y **K**, son las matrices de masa, amortiguamiento y de rigidez; $D, \dot{D}$ y $\ddot{D}$ son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración; Q , es el vector de cargas generalizadas. Para el análisis sísmico con una sola componente de movimiento del suelo el vector Q , es igual a:

$$Q = -M J \ddot{U} g(t) \quad (5)$$

siendo, $\ddot{U} g(t)$ la aceleración del suelo definida por un acelerograma. Por otra parte, para el análisis sísmico plano con un grado de libertad por piso, el vector **J** es unitario.

Se define el vector ϕ , como el vector de configuración dominante que se obtiene del análisis estático no lineal, normalizado a la unidad en el último piso⁽¹⁶⁾, para ello los desplazamientos laterales se dividen para el desplazamiento máximo en el tope D_t .

Por otro lado la ecuación del movimiento en la configuración dominante, en el sistema de un grado de libertad viene dado por la ecuación (6).

$$m_1 \ddot{d} + c_1 \dot{d} + k_1 G(d, \dot{d}) = -Q_1 \quad (6)$$

donde $G(d, \dot{d})$, es una función de respuesta que contempla el comportamiento no lineal. $d, \dot{d}$ y $\ddot{d}$, son el desplazamiento, velocidad y aceleración.

La ecuación (4) corresponde a un sistema de ecuaciones diferenciales acopladas, para la solución numérica se acostumbra desacoplar el sistema, para ello se efectúa una transformación de coordenadas de la forma:

$$D = \Phi \eta$$

donde Φ , es la matriz modal, cuyas columnas son los modos de vibración de la estructura. En efecto, la primera columna corresponde al primer modo, la segunda columna al segundo modo y así sucesivamente. Si en el desacoplamiento, se trabaja únicamente con el primer modo de vibración, la ecuación diferencial del movimiento resulta:

$$m_1 \ddot{\eta}_1 + c_1 \dot{\eta}_1 + k_1 \eta_1 = Q_1^*$$

$$\ddot{\eta}_1 + 2\xi\omega_n \dot{\eta}_1 + \frac{k_1}{m_1} \eta_1 = \frac{\phi^T M J U g(t)}{m_1}$$

Donde, ξ , es el coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico; ω_n , es la frecuencia natural de vibración; todo esto referido al primer modo. Para no desviar la atención, se describen solamente las variables que interesan para la obtención de los diferentes modelos de un grado de libertad. De la dinámica de estructuras se conoce que:

$$k_1 = \phi^T K \phi \quad (7)$$

$$m_1 = \phi^T M \phi \quad (8)$$

$$\gamma = \frac{\phi^T M J}{m_1} \quad (9)$$

donde γ , es el factor de participación dinámica. Lo importante es resaltar que en la ecuación diferencial del movimiento para el sistema de múltiples grados de libertad, se está trabajando con un solo modo de vibración y que el mismo se obtiene del análisis estático no lineal para un punto que se encuentra a la izquierda del desplazamiento de fluencia D_y .

Por otro lado, la relación entre el desplazamiento en el tope del edificio D_t , en el sistema con múltiples grados de libertad y el desplazamiento d , en el sistema con un grado de libertad, viene dada por:

$$D_t = \gamma d \quad (10)$$

Las ecuaciones indicadas en el presente apartado, han sido la base para la formulación de algunos modelos de un grado de libertad. Entre los que se destacan los propuestos por Rodríguez⁽²⁸⁾, en 1994, Peter Fajfar y Peter Gaspersic⁽²⁹⁾ en 1996, Esteva⁽¹⁶⁾ en 1999, entre otros. Todos los modelos indicados son muy similares en su formulación.

Luego de estudiar los modelos indicados, en el subprograma SDOF, versión 2.0, se decide trabajar con un nuevo modelo, el mismo que mantiene las rigideces del sistema bilineal de múltiples grados de libertad con el de un grado de libertad, se mantiene la rigidez tanto para el rango elástico como para el rango inelástico.

Para que los dos modelos tengan la misma rigidez, se debe cumplir, lo siguiente:

$$d_y = \frac{D_y}{\gamma} \quad (11)$$

$$v_y = \frac{V_y}{\gamma} \quad (12)$$

$$k = \frac{v_y}{d_y} = \frac{V_y}{D_y} \quad (13)$$

Por otra parte, al igualar, las frecuencias naturales de vibración, de los dos sistemas, se encuentra:

$$m = \frac{k m_1}{k_1} \quad (14)$$

4. EJEMPLO DE ANÁLISIS SÍSMICO

En la figura 7, se presenta la distribución en planta de una vivienda de cuatro pisos, de hormigón armado, con un alto nivel de diseño sísmico y en la figura 8, se indica el armado de un pórtico interior tipo que tiene una resistencia a la compresión de 21 M Pa., y un acero, con límite de fluencia de 420 M Pa. Se desea conocer cual va a ser el comportamiento sísmico de la misma ante el sismo indicado en la figura 9.

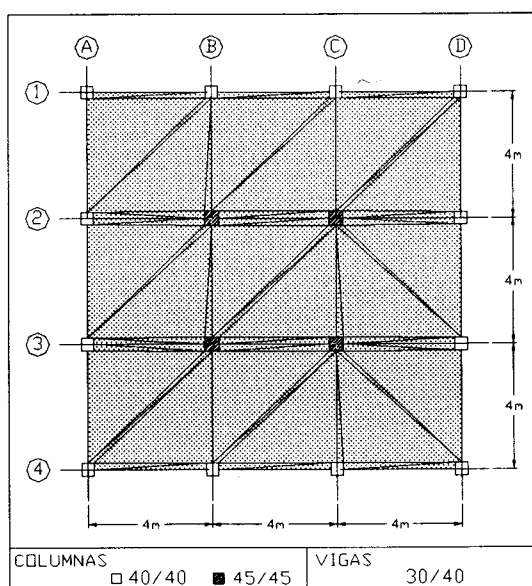


Figura 7 Distribución en planta de una edificación de 4 pisos de Hormigón Armado

El análisis de las cargas verticales, que se suministran como dato al subprograma CAPACIDAD, se muestra en la figura 10, al igual que la determinación de las masas, que actúan, en cada uno de los pisos.

Con la geometría de la estructura, calidad de los materiales y en base a la armadura longitudinal y transversal se determina la capacidad resistente de la misma. Esto se lo obtiene con el subprograma CAPACIDAD. En la figura 11, se indica la curva de capacidad resistente, que relaciona el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio con el cortante basal. Se indica además el modelo bilineal que se encuentra aplicando el subprograma MBCAP.

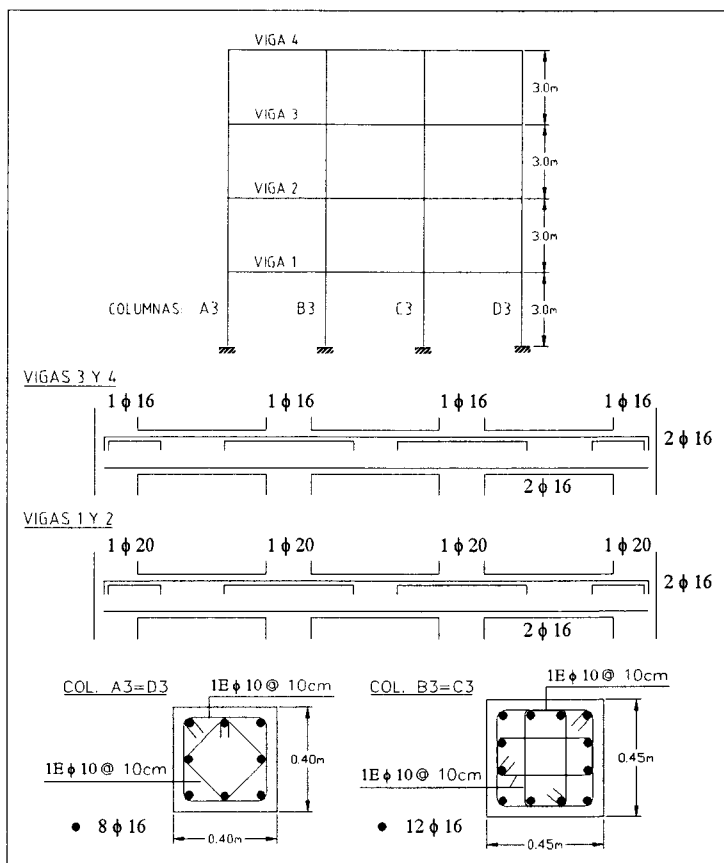
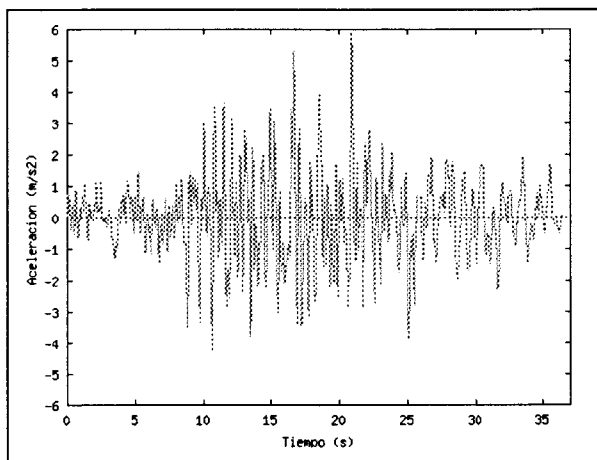


Figura 8 Armadura longitudinal y transversal de vigas y columnas de un pórtico interior.



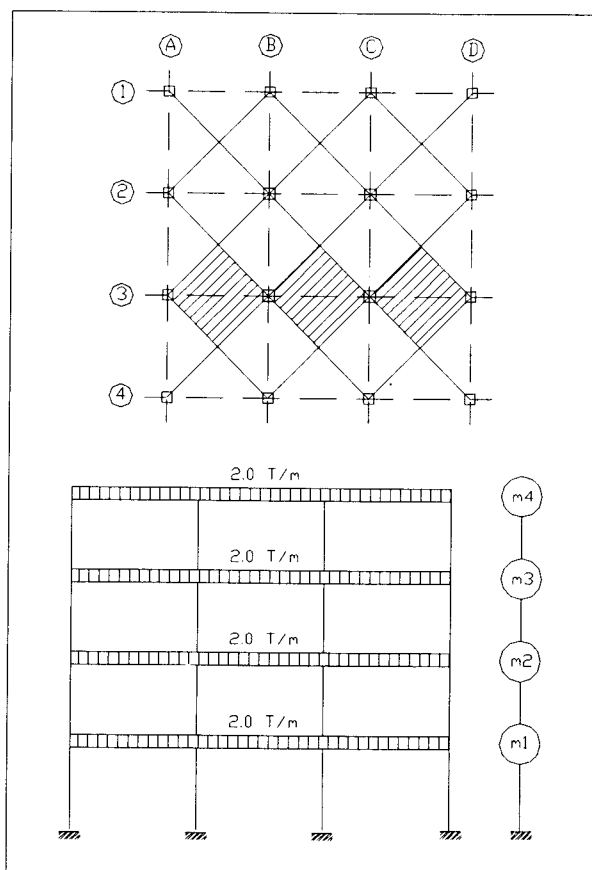


Figura 10 Carga vertical actuante en un pórtico interior.

Al utilizar el subprograma SDOF, se obtienen los parámetros que definen al sistema equivalente de un grado de libertad. Los resultados que se obtienen, son:

- Masa del sistema $m = 1.7316 \text{ T s}^2/\text{m}$.
- Rigidez del sistema $k = 382.9882 \text{ T/m}$.
- Desplazamiento a nivel de fluencia $d_y = 5.43 \text{ cm}$.
- Cortante a nivel de fluencia $v_y = 20.80 \text{ T}$.
- Factor $\gamma = 1.2927$
- Rigidez post fluencia 19.073 T/m .

Ahora, en el sistema equivalente de un grado de libertad, se realiza el análisis sísmico, utilizando el subprograma NOLIN, el desplazamiento lateral máximo que se obtiene para el acelerograma indicado en la figura 9, es de 6.76 cm. Este desplazamiento se obtiene, en el sistema equivalente de un grado de libertad. Al utilizar el subprograma DRIFT se determina el desplazamiento en la estructura con múltiples grados de libertad, los desplazamientos laterales en cada uno de los pisos y las distorsiones de piso. Estos valores se indican en la tabla 3.

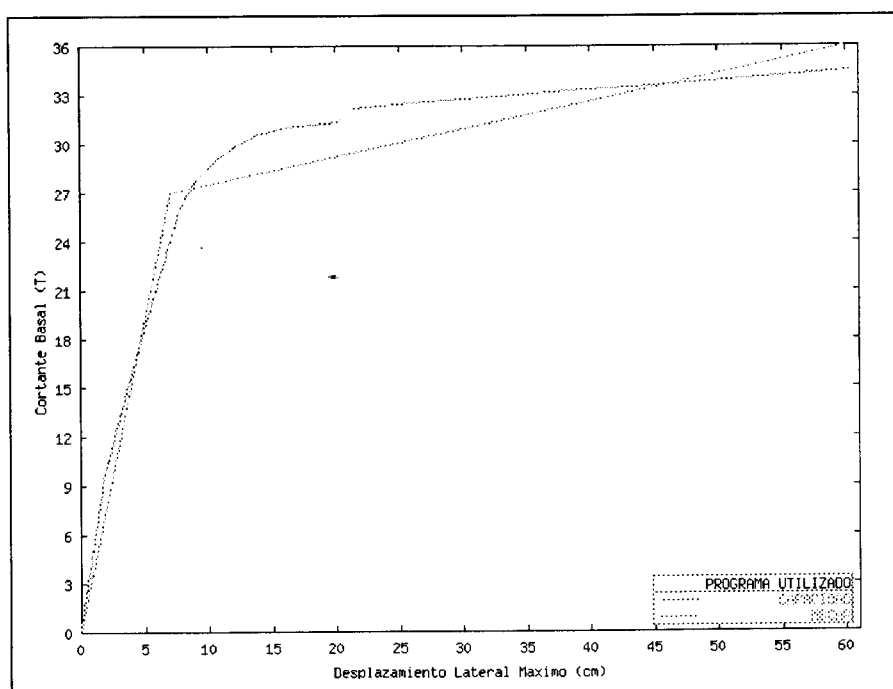


Figura 11 Capacidad resistente de estructura de 4 pisos de Hormigón Armado y modelo bilineal.

Tabla 3 Desplazamientos laterales y distorsiones de piso

Piso	Desplazamiento Lateral	Distorsión de Piso
	(cm)	(%)
1	1.889	0.630
2	4.840	0.984
3	7.136	0.765
4	8.834	0.566

El subprograma CAPACIDAD, reporta una serie de archivos sobre el comportamiento global de la estructura para cada incremento de carga lateral, con el que se realizó el pushover. Uno de esos archivos se denomina ROTULAS.OUT, en el que se indica la secuencia con que las diferentes secciones de la estructura han sobrepasado el momento de fluencia M_y . Para el desplazamiento lateral máximo de 8.834 cm., en el archivo ROTULAS.OUT, se encuentra que las secciones que sufren daño son las indicadas en la figura 12. Se destaca que en el subprograma CAPACIDAD, las cargas se aplican en un solo sentido y lo que se indica en la figura 12 corresponde al estado en que las cargas laterales se aplican de izquierda a derecha. Al aplicarse las cargas de derecha a izquierda, como la estructura es simétrica, se va a tener daño en los elementos simétricos.

En la figura 12, se aprecia que únicamente las vigas se han visto afectadas; el daño se ha iniciado en las vigas del tercer piso, en los dos extremos, por lo que se indicó al considerar las cargas estáticas actuando en los dos sentidos en el pushover. Luego el daño se extiende en las vigas de los dos primeros pisos. Se destaca que las secciones afectadas todavía están en capacidad de soportar momentos, toda vez que el momento actuante es menor que el momento asociado a la máxima deformación del hormigón, es menor a M_u . En consecuencia, lo que se presenta en la figura 12, no son rótulas plásticas, debido a que las secciones son capaces de resistir más momento a flexión.

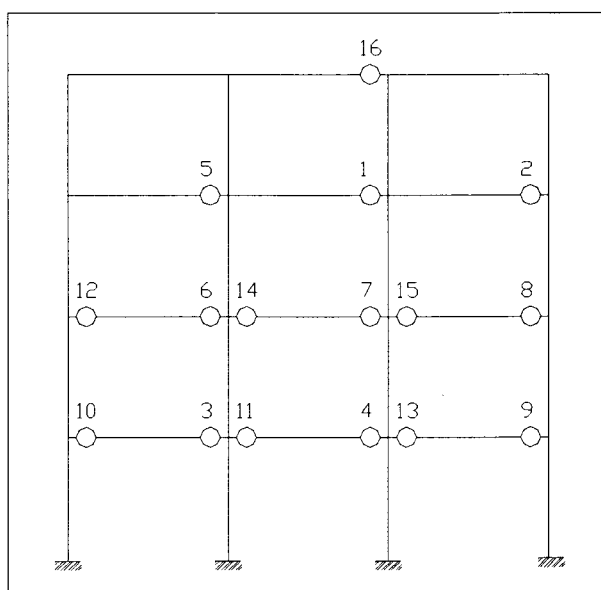


Figura 12 Secciones que han sobrepasado el momento de fluencia, para el sismo definido en la figura 9.

En la figura 13, se indica la sobrerresistencia de las secciones de los elementos, cuyo momento superó el momento de fluencia. Para el efecto, se dividió la capacidad de momento M_u para el momento actuante en el ciclo de carga en que el desplazamiento lateral es 8.83 cm. La capacidad de momento se obtiene del archivo MC.OUT y el momento actuante en el archivo NOMBRE.OUT. El usuario al archivo de resultados le dará un nombre arbitrario.

Por otra parte, al dividir el momento último para el momento de fluencia, en las vigas que son las afectadas, se obtiene la capacidad de sobrerresistencia con respecto al momento de fluencia. Esto reporta un valor de 1.68, con respecto a este valor se deben sacar conclusiones de los resultados indicados en la figura 13. Se aprecia, que si bien la estructura sufre daño en las vigas, todavía está muy lejos del colapso.

1.65		1.65			
1.37	1.36	1.34	1.34	1.36	1.37
1.43	1.45	1.41	1.41	1.45	1.43
1.43	1.45	1.41	1.41	1.45	1.43

Figura 13 Sobrerresistencia de los elementos que han superado el momento de fluencia para el sismo indicado en la figura 9.

5 ANÁLISIS SÍSMICO EN LOS PAÍSES BOLIVARIANOS

En este caso, se deben utilizar los subprogramas que están a la izquierda o en la parte central de la figura 2. En estos dos casos, se trabaja con el Método del Espectro de Capacidad, el mismo que se lo ha aplicado a la peligrosidad sísmica de los Países Bolivarianos, definida por zonificación sísmica y los espectros elásticos, que están vigentes en la Norma Covenin 1756-98, Rev (2001) de Venezuela, en la Norma Sismo Resistente NSR-98 de Colombia, en el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000, de Ecuador y en la Norma Técnica E030 de 1997, del Perú.

5.1 Zonificación Sísmica y Espectros

En la figura 14, se indica la zonificación sísmica de Venezuela, Colombia, Ecuador y Perú. Considerando una vida útil de la estructura de 50 años y con una probabilidad de excedencia del 10%. En consecuencia el período de retorno es aproximadamente 475 años.

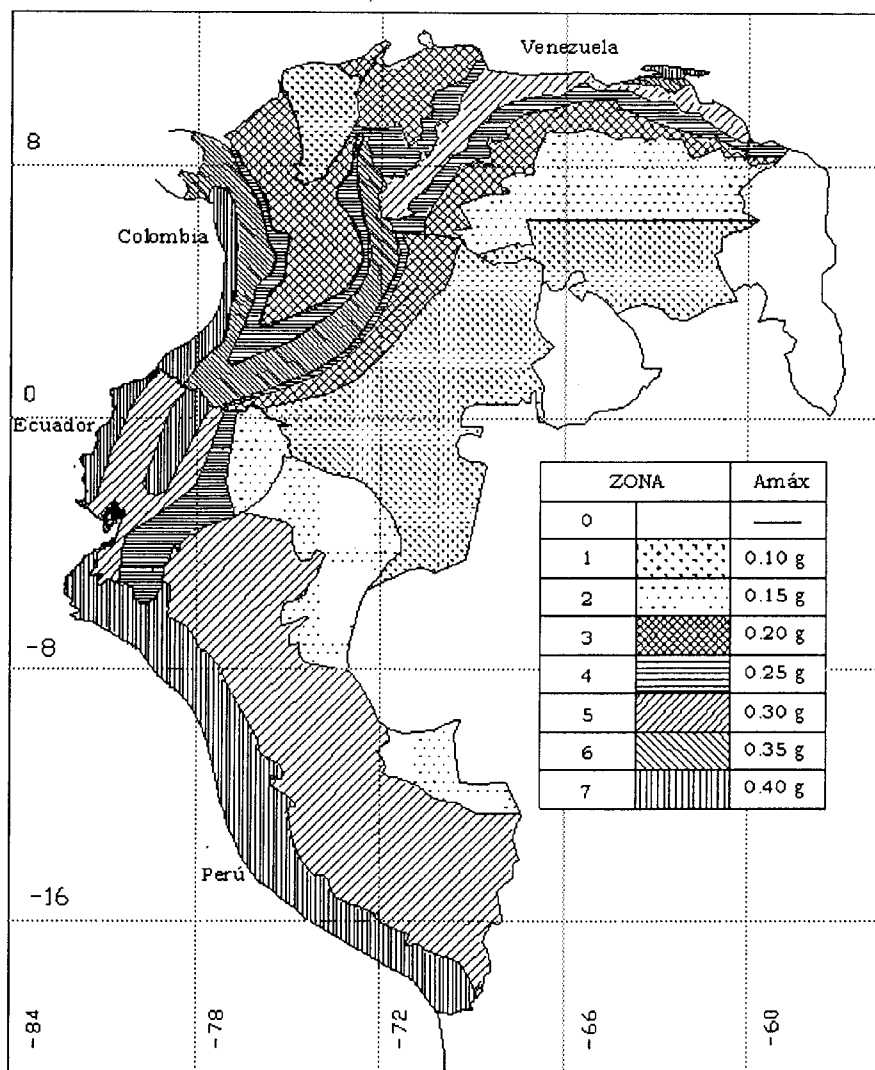


Figura 14 Zonificación sísmica de Venezuela, Colombia, Ecuador y Perú.

En la figura 14, se presenta en forma resumida la zonificación sísmica de los Países Bolivarianos indicados. La base de datos del sistema de computación CEINCI3, considera con detalle la zonificación de cada uno de los Países indicados.

Se aprecia que la mayor aceleración sísmica es de 0.4 g. Siendo g la aceleración de la gravedad. Este valor lo tienen todos los países bolivarianos anotados. Por otra parte, la zonificación más sencilla, en cuanto al número de zonas sísmicas es la del Perú y la que tiene el mayor número de zonas sísmicas es la de Colombia.

De igual manera se programó los espectros elásticos para un 5% de amortiguamiento, que constan en las diferentes normativas sísmicas vigentes al 2002. Se destaca que los espectros están definidos para cuatro perfiles de suelo, que van desde el S1, que corresponde a un suelo duro, hasta un suelo S4, que es un perfil de suelo muy malo. Pasando por el S2, que es semiduro y el S3, que es blando.

La entrada de datos se la realiza por pantalla, una vez que se identifica el País en la cual se encuentra la edificación aparece un listado de las principales ciudades, provincias, estados o localidades, cada una de ellas con un código, que corresponde a la zona sísmica. Posteriormente se ingresa como dato el tipo de suelo en que se encuentra la edificación y el uso que va a tener, para de acuerdo a la respectiva normativa definir el correspondiente valor de importancia de la edificación.

A manera de ejemplo, en la figura 15, se presentan los respectivos espectros elásticos, para Caracas, Bogotá, Quito y Lima, en suelo tipo S1 y para un coeficiente de importancia de igual a uno.

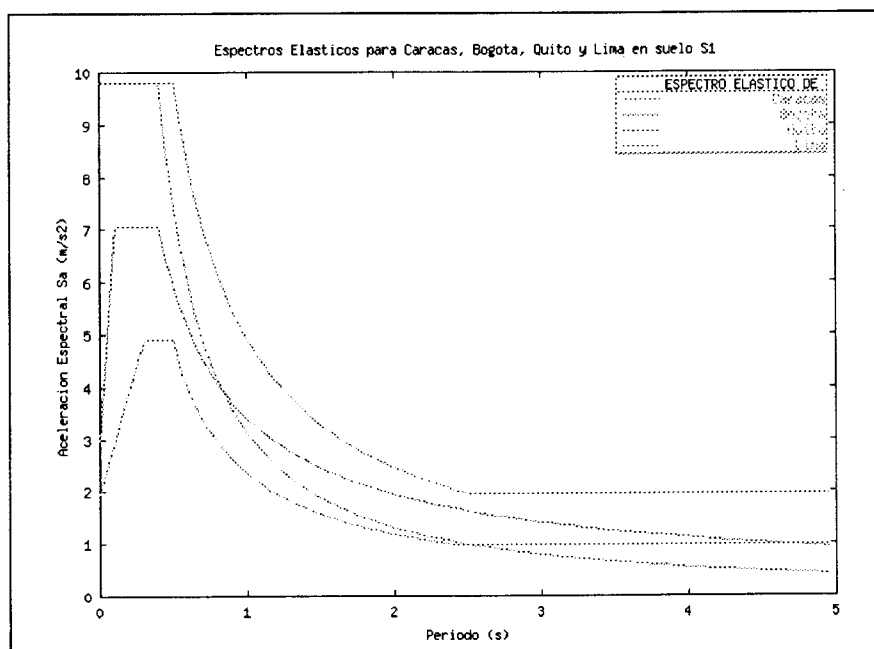


Figura 15 Espectros elásticos para suelo S1. Para Caracas, Bogotá, Quito y Lima para 5% de amortiguamiento.

5.2 Espectros de Demanda

Los espectros de demanda, relacionan el desplazamiento espectral S_d , con la aceleración espectral S_a y se los obtiene a partir de los espectros indicados en el apartado anterior para diferentes amortiguamientos. La ecuación que se utiliza para el cambio es la siguiente:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (15)$$

donde T , es el período. En la figura 16, se indican los espectros de demanda para Caracas, Bogotá, Quito y Lima.

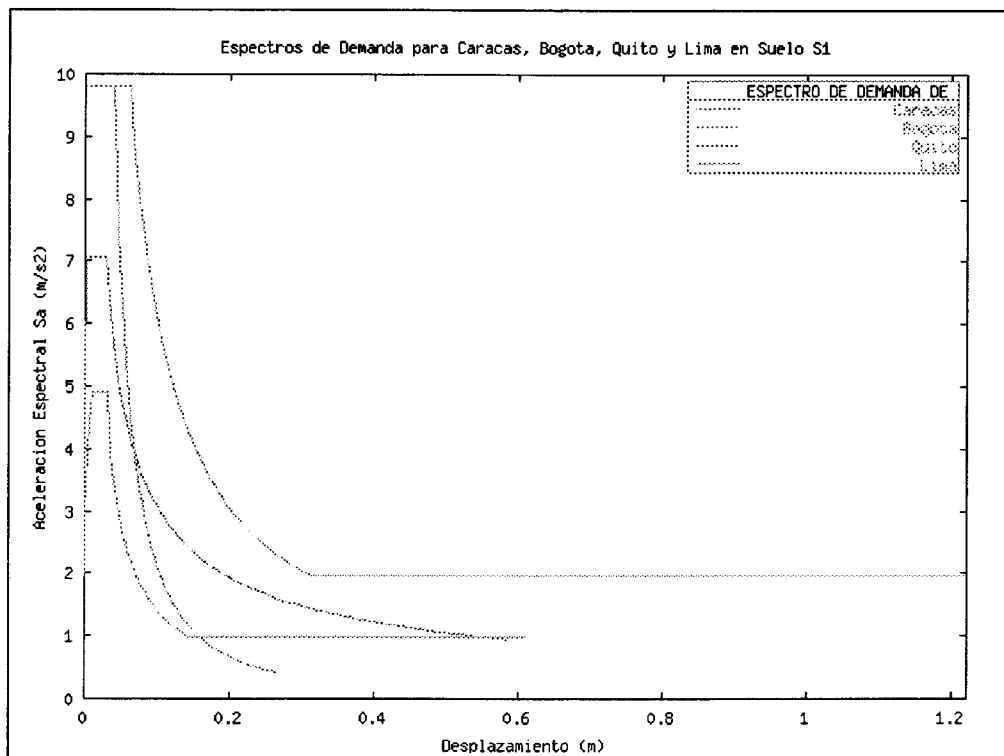


Figura 16 Espectros de Demanda para Caracas, Bogotá, Quito y Lima en suelo S1.

5.3 Espectro de Capacidad

En el *...Método del Espectro de Capacidad...*, se considera que la estructura va a responder en el primer modo. En consecuencia se trabaja únicamente con este modo. Sea D_t , el desplazamiento máximo del primer modo, que ocurre en el tope del edificio y S_d , el desplazamiento espectral asociado al primer modo, al despejar esta variable de la ecuación (10), con la nueva notación, se tiene:

$$S_d = \frac{D_t}{\gamma_1 \phi_{t1}} \quad (16)$$

donde ϕ_{t1} , es la amplitud en el tope del vector ϕ_1 .

Sean V , el cortante basal, Sa , la aceleración espectral, α_1 , el factor de participación en el cortante basal, todo esto del modo 1. En base a esto, se obtiene la aceleración espectral, de la ecuación (17).

$$Sa = \frac{V}{\alpha_1 M_T} \quad (17)$$

$$\alpha_i = \frac{\left(\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki} \right)^2}{\sum_{k=1}^n m_k \sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}^2} \quad (18)$$

El factor de participación del cortante basal en el modo uno α_1 se obtiene de la ecuación (18) reemplazando $i = 1$, y, considerando la configuración ϕ del primer modo. En la ecuación (18), m_k , es la masa del piso k . Las sumatorias se extienden al número total de pisos n . Las ecuaciones (16) y (17) deben aplicarse a cada uno de los puntos de la curva de capacidad sísmica resistente que relaciona el cortante basal V , con el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio D_t .

5.4 Descripción General del Método del Espectro de Capacidad

El Método del Espectro de Capacidad, fue desarrollado originalmente por Freeman et al⁽³⁰⁾, en 1975 y por Fremman⁽³¹⁾ en 1978. Consta de los siguientes pasos, para determinar el punto de demanda.

- 1) Se determina la curva de capacidad resistente de la estructura empleando la Técnica del Pushover. Uso del subprograma CAPACIDAD
- 2) Se encuentra el espectro de capacidad sísmica, a partir de la curva de capacidad resistente. Mediante el subprograma ESPECAP.
- 3) Se obtiene el espectro de demanda sísmica. Por lo general para un 5% de amortiguamiento. Para el caso de análisis sísmico en los Países Bolivarianos, se debe utilizar el subprograma MEC.
- 4) Se aplica el Método de Capacidad, que consiste en encontrar el coeficiente de amortiguamiento viscoso efectivo $\hat{\xi}$ y determinar el espectro de demanda inelástico y el *Punto de Demanda*, que corresponde al punto de máximo desplazamiento lateral en la estructura para el sismo de análisis. El punto de demanda se obtiene con el subprograma MEC. En la figura 17, se indica en forma general, la determinación del punto de demanda, que se lo realiza en forma iterativa.

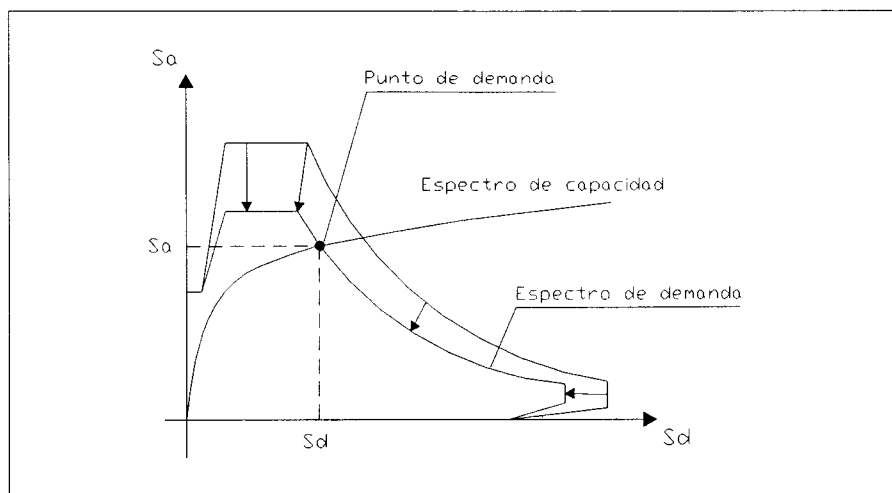


Figura 17 Descripción del Método del Espectro de Capacidad para determinar el desplazamiento lateral máximo

5.5 Procedimiento A del ATC-40

A partir del Espectro de Capacidad de la estructura y del Espectro de Demanda, sísmico. La forma de cálculo para determinar el punto de demanda, aplicando el procedimiento A, del método ATC-40, es el siguiente⁽³²⁾:

- 1) Se asume un desplazamiento lateral máximo que tendrá el sistema de un grado de libertad por efecto del sismo. Hay varias posibilidades al respecto, una de ellas es considerar que el desplazamiento lateral máximo S_{dm} , es el mayor valor del espectro de capacidad. Otra es considerar el desplazamiento inicial asociado al período fundamental elástico. También se puede considerar el desplazamiento inicial igual al del mayor valor del espectro de demanda. La primera opción es la que considera el subprograma MEC.
- 2) Encontrar la demanda de ductilidad μ del sistema, con la ecuación (19). El desplazamiento espectral de fluencia S_{dy} se obtiene de un modelo bilineal del espectro de capacidad.

$$\mu = \frac{S_{dm}}{S_{dy}} \quad (19)$$

- 3) Encontrar el amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} con la ecuación (20), el coeficiente de la rigidez post fluencia, α , se obtiene del modelo bilineal del espectro de capacidad.

$$\xi_{eq} = \frac{2(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\pi \mu (1 + \alpha \mu - \alpha)} \quad (20)$$

- 4) Determinar el amortiguamiento viscoso efectivo $\hat{\xi}_{eq}$ por medio de la ecuación (21). El factor de corrección κ , se obtiene de la figura 18, en función del nivel de diseño que tiene la estructura. Se destaca que ξ , es coeficiente de amortiguamiento del espectro inicial (0.05).

$$\hat{\xi}_{eq} = \xi + \kappa \xi_{eq} \quad (21)$$

- 5) Se encuentra el espectro para el amortiguamiento viscoso efectivo, aplicando los coeficientes propuestos por Newmark y Hall^(33,34).
- 6) Se encuentra el punto de demanda S_{dj} , como la intersección entre el espectro de demanda para el amortiguamiento viscoso efectivo y el espectro de capacidad.
- 7) Se controla si el desplazamiento encontrado en el paso anterior es similar al desplazamiento impuesto en el paso 1). El subprograma MEC, controla esta convergencia con la siguiente ecuación:

$$\frac{S_{dj} - S_{dm}}{S_{dj}} \leq 0.05 \quad (22)$$

Si se cumple con la ecuación (22), se habrá encontrado el punto de demanda y se conoce cual es el desplazamiento lateral en el sistema de un grado de libertad.

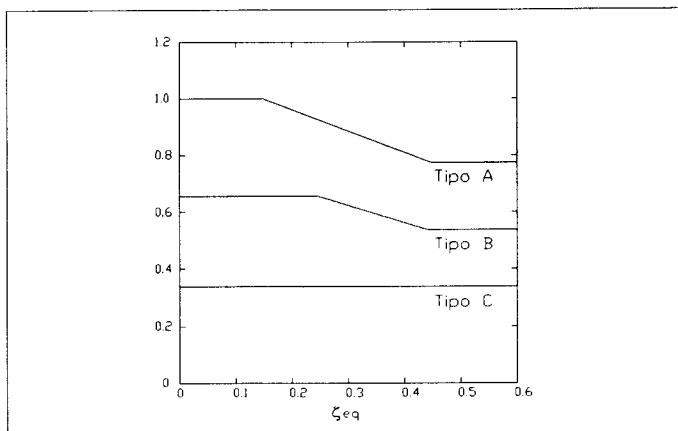


Figura 18 Variación del factor de modificación del amortiguamiento en función del amortiguamiento viscoso equivalente.

En la figura 18, se aprecian tres curvas para determinar el factor de corrección κ , las mismas que corresponden a tres categorías de comportamiento estructural. La Tipo A, tiene un comportamiento estable y perfectamente histerético. La tipo C, es para estructuras con un pobre comportamiento histerético que corresponden a estructuras con mal comportamiento sísmico y la Tipo B, es para un caso intermedio^(32,35).

Se destaca que lo que se encuentra es el desplazamiento lateral máximo en el sistema de un grado de libertad, el mismo que deberá multiplicarse por el factor de participación dinámica γ , para encontrar el desplazamiento lateral en el sistema de múltiples grados de libertad.

6 EJEMPLO DE ANÁLISIS SÍSMICO EN PAÍSES BOLIVARIANOS

Con relación a la estructura de 4 pisos, con alto nivel de diseño sísmico, indicada en la figura 7, se desea encontrar cual va a ser su desempeño estructural, si se encuentra sobre un perfil de suelos S1, en Caracas, Bogotá, Quito o Lima.

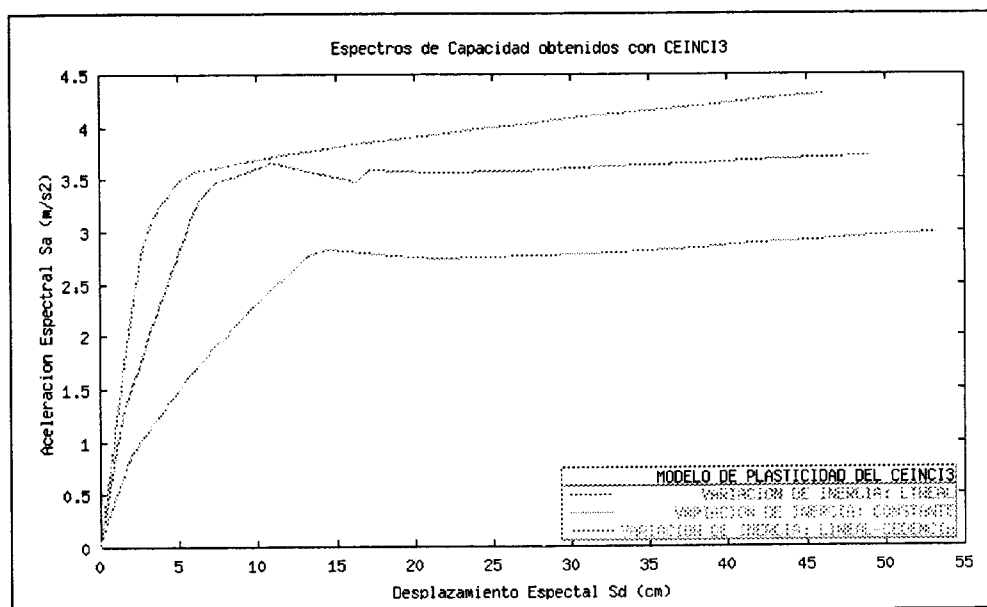


Figura 19 Espectros de Capacidad que se encuentran con el subprograma ESPECAP, para la estructura de cuatro pisos analizada.

En la figura 19, se indican los espectros de capacidad que se obtienen, al trabajar con los modelos de plasticidad (2), (4) y (5). En el ejemplo anterior, descrito en el apartado 4, se trabajó con el modelo de plasticidad (2) para variación de inercia lineal. En el presente ejercicio, en cambio se va a trabajar con el modelo de plasticidad (4) para variación de inercia constante.

Los espectros de demanda se indican en la figura 16, al aplicar el Método del Espectro de Capacidad, se encuentran los siguientes desplazamientos laterales máximos en el sistema de un grado de libertad.

Tabla 4 Desplazamientos laterales en el sistema de un grado de libertad. Obtenidos con el subprograma MEC.

Desplazamientos Laterales en centímetros			
CARACAS	BOGOTA	QUITO	LIMA
2.49	2.17	2.89	2.83

Finalmente, con el subprograma DRIFT, se encuentran los desplazamientos y la distorsión en cada uno de los pisos. A partir de los desplazamientos, indicados en la Tabla 4. Los valores finales se indican en la Tabla 5.

Tabla 5 Desplazamientos laterales y distorsión de piso esperados en la estructura de 4 pisos de hormigón armado si se encuentra en Caracas, Bogotá, Quito o Lima, sobre un suelo S1.

PISO	CARACAS		BOGOTA		QUITO		LIMA	
	Desplazamiento Lateral	Distorsión de piso	Desplazamiento Lateral	Distorsión de piso	Desplazamiento Lateral	Distorsión de piso	Desplazamiento Lateral	Distorsión de piso
	(cm)	(%)	(cm)	(%)	(cm)	(%)	(cm)	(%)
1	0.635	0.21	0.551	0.18	0.735	0.25	0.719	0.24
2	1.644	0.34	1.438	0.30	1.898	0.39	1.855	0.38
3	2.604	0.32	2.282	0.28	3.002	0.37	2.935	0.36
4	3.278	0.23	2.875	0.20	3.784	0.26	3.698	0.25

Las distorsiones de piso máximo, son las que deben compararse con las distorsiones de piso recomendadas en cada una de las normativas sísmicas de los respectivos países. Se pueden también comparar con las máximas permitidas por el Comité VISION 2000, para el ...sismo raro...

Los códigos de los países bolivarianos en sus normativas sísmicas únicamente presentan el sismo de análisis para el *sismo raro*, el mismo que tiene un período de retorno de 475 años. El Comité VISION 2000⁽³⁶⁾ y la guía NERHP⁽³⁷⁾, recomiendan cuatro sismos de análisis, que son: el *sismo frecuente*, el *sismo ocasional*, el *sismo raro* y el *sismo muy raro*.

Si se desea ver el comportamiento para cada uno de esos sismos, el usuario debe determinar primero la forma de los sismos de análisis mediante estudios de peligrosidad sísmica. Posteriormente encontrar el sistema equivalente de un grado de libertad en el cual va a realizar el análisis sísmico utilizando el subprograma NOLIN, si desea encontrar las respuestas en el tiempo en desplazamientos, velocidad o aceleración. Puede también determinar espectros inelásticos para una resistencia sísmica o para una demanda de ductilidad constante, con el subprograma NLSPEC y encontrar la respuesta sísmica para ese espectro.

7 ESTRUCTURAS CON DIFERENTES MATERIALES

Si se desea analizar el comportamiento sísmico de una estructura de acero, de mampostería soportante, de mampostería no soportante, de hormigón, etc., ubicada en alguna ciudad de Venezuela, Colombia, Ecuador o Perú, se debe trabajar con los subprogramas que están a la izquierda de la figura 2. El programa puede analizar el comportamiento sísmico de 36 tipologías estructurales, las mismas que responder a cuatro niveles de diseño sísmico, desde un nivel de diseño muy alto hasta el caso contrario. En el subprograma CURVAEC, se indican por pantalla, los niveles de diseño que considera el programa y las 36 tipologías estructurales que están programadas.

El análisis sísmico se realiza mediante el Método del Espectro de Capacidad, descrito en el apartado 5, pero en este caso el Espectro de Capacidad de la estructura, se lo obtiene empleando la base de datos de HAZUS 99⁽³⁸⁾. En la figura 20 se aprecia a la izquierda la curva de capacidad resistente sísmica, a partir de la cual se obtiene el espectro de capacidad, cuya forma general es la indicada en la parte central de la figura 20 y a la derecha se indica la forma de la curva que se obtiene con los dos puntos de la base de datos de HAZUS 99.

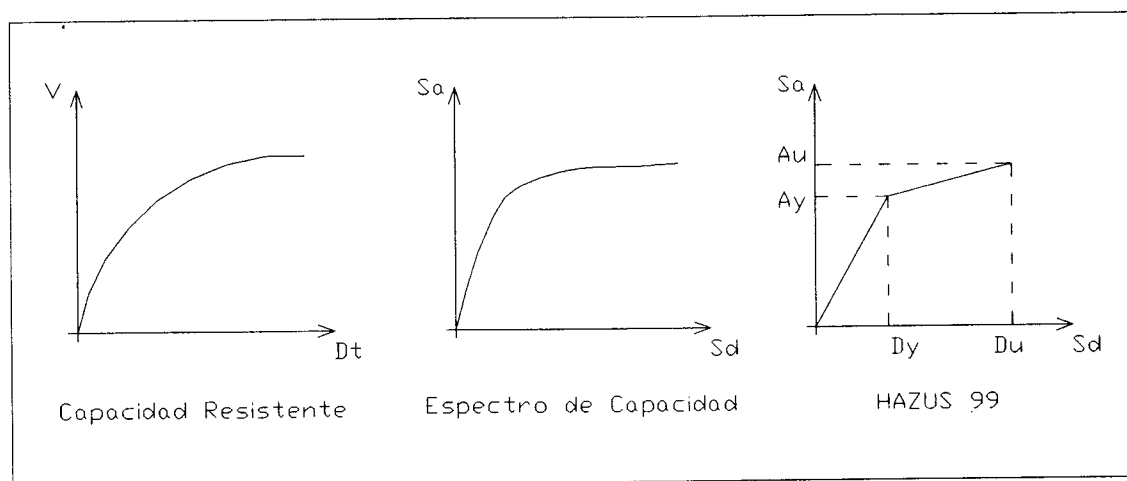


Figura 20 Curva de Capacidad Resistente y Espectros de Capacidad.

En efecto, HAZUS 99, indica para las 36 tipologías estructurales y para cada uno de los cuatro niveles de diseño, indica las coordenadas del punto de fluencia y de capacidad última, indicadas en la parte derecha de la figura 20. Basándose en estos dos puntos, el subprograma CURVAEC determina un polinomio de tercer grado, en base a las condiciones de contorno de desplazamientos y de pendiente en los puntos extremos de esta forma se logra tener una curva similar a la indicada en la parte central de la figura 20.

Al trabajar con la base de datos de HAZUS 99, se tiene una cierta incertidumbre, razón por la cual se trabajan con varias curvas del espectro de capacidad, con una cota inferior, con una cota superior y una cota probable. Por ejemplo, para una estructura de acero de 5 pisos, con un nivel de diseño sísmico muy alto, en la figura 21, se indican las tres curvas del espectro de capacidad con las cuales se realiza el análisis sísmico.

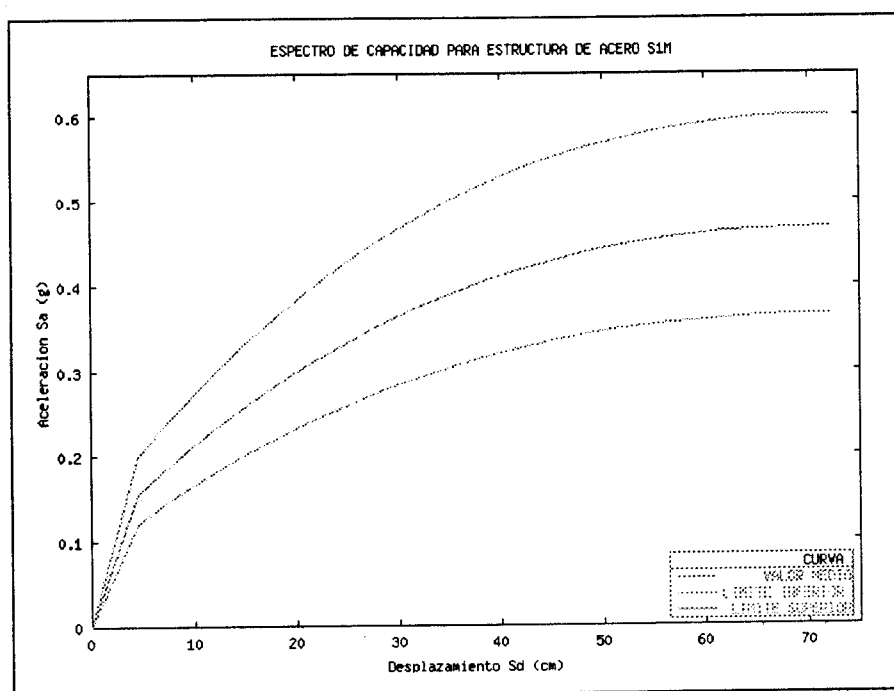


Figura 21 Cotas inferior, media y superior del Espectro de Capacidad para una estructura de acero, de cinco pisos, con alto nivel de diseño sísmico.

Al aplicar el Método del Espectro de Capacidad en cada una de las curvas del Espectro de Capacidad, se obtienen tres puntos de demanda. De tal forma, que se indicará, el desplazamiento lateral máximo en el sistema de un grado de libertad, varía entre tal valor y tal valor con un valor medio dado.

Una vez, que se han determinado los tres puntos de demanda, con cada uno de ellos se encuentra el daño estructural y daño no estructural en elementos sensibles a distorsión de piso (drift) y en elementos sensibles a aceleración, siguiendo el esquema indicado en la figura 22. Trabajando con las curvas de fragilidad de HAZUS 99 y que han sido programadas en el subprograma FRAGIL.

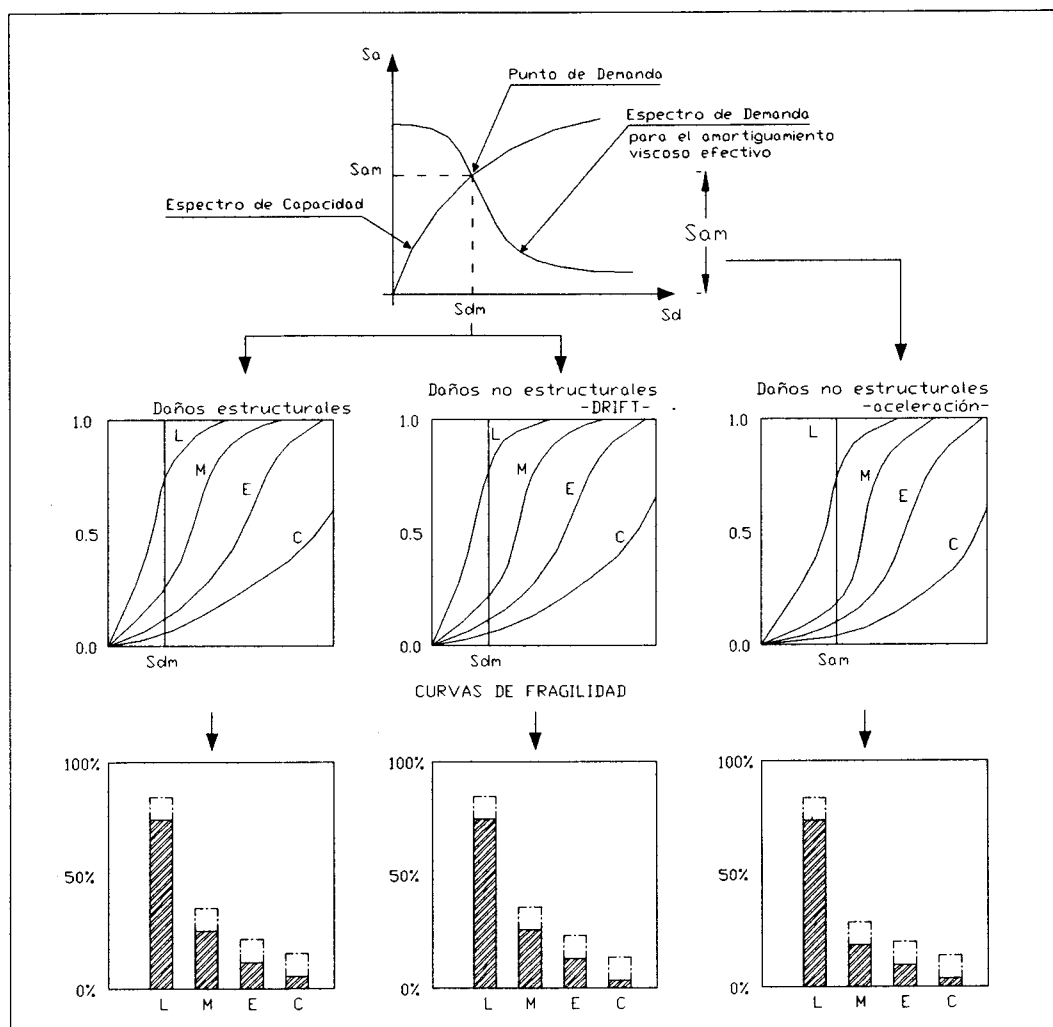


Figura 22 Esquema de cálculo del Daño de acuerdo al Método del Espectro de Capacidad y las curvas de fragilidad propuestas por HAZUS 99.

8 EJEMPLO PARA EDIFICACIONES CON OTROS MATERIALES

Se analiza el comportamiento de una estructura de acero de 5 pisos, con alto nivel de diseño sísmico, si está se encuentra ubicada en Bogotá o Quito, sobre un perfil de suelo S2. Se trabaja con los espectros de capacidad indicados en la figura 21, que corresponden a la estructura del ejemplo.

En la tabla 6, se indican los desplazamientos laterales máximos que se esperan en la estructura de acero si está ubicada en Bogotá o en Quito. Desplazamientos laterales máximos ante los sismos de la normativa colombiana NSR-98 y del código ecuatoriano de la construcción CEC-2000. Se destaca que la peligrosidad sísmica de Bogotá está definida por una aceleración máxima en roca de 0.25 g., y en Quito la aceleración máxima es 0.4 g. Todo esto para el *sismo raro*. Los valores de la tabla 6 han sido obtenidos utilizando el subprograma.

Las curvas de fragilidad con las que se determinan el daño estructural, para la estructura de acero de 5 pisos, con alto nivel de diseño sísmico se indican en la figura 23, la misma que se obtiene con el subprograma FRAGIL.

Tabla 6 Desplazamientos y aceleraciones esperadas en estructura de cinco pisos de Acero tipo **S1M**, situado en suelo **S2** de Bogotá o Quito.

Cota	BOGOTA		QUITO	
	S_{dm}	S_{am}	S_{dm}	S_{am}
	(cm)	(m/s ²)	(cm)	(m/s ²)
Inferior	3.391	0.893	7.902	1.589
Media	3.391	1.147	8.747	1.959
Superior	3.391	1.472	9.592	2.411

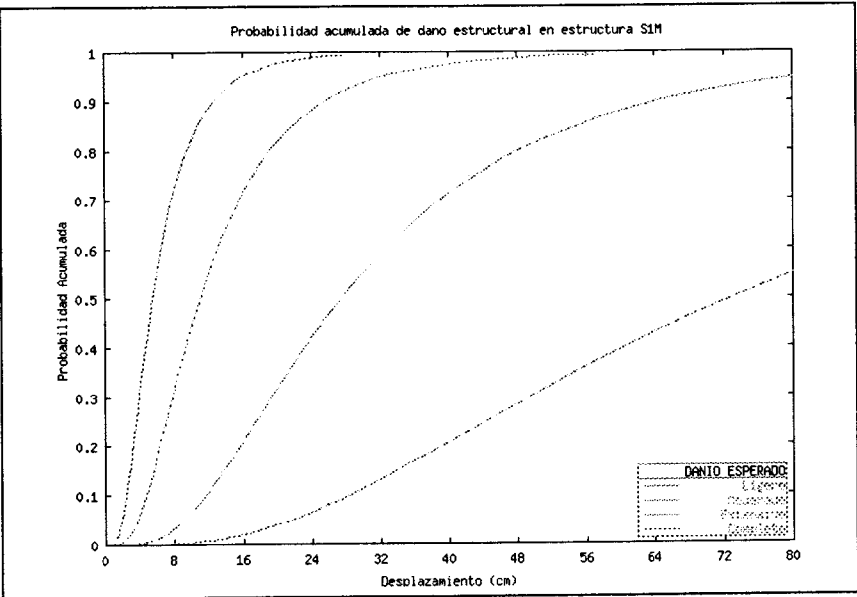


Figura 23 Curva de fragilidad para determinar el daño estructural en una edificación de acero de 5 pisos con alto nivel de diseño sísmico. Obtenida con el subprograma **FRAGIL**.

En función de los desplazamientos laterales S_{dm} indicados en la tabla 6 y con la curva de fragilidad mostrada en la figura 23 se determinan los niveles de daño que se indican en la figura 24.

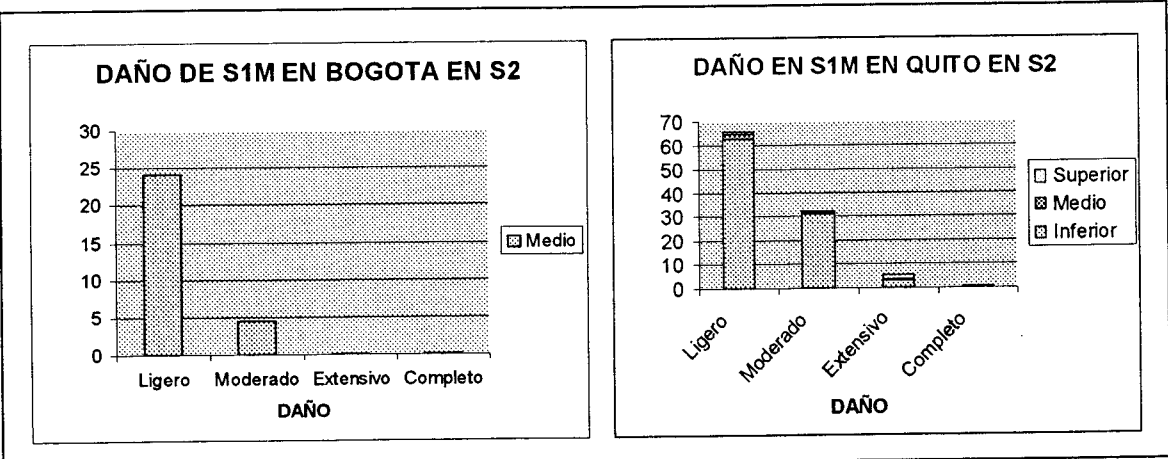


Figura 24 Variación del daño en porcentaje para una estructura de acero de cinco pisos, con un alto nivel de diseño sísmico, situada en Bogotá o Quito en suelo **S2**.

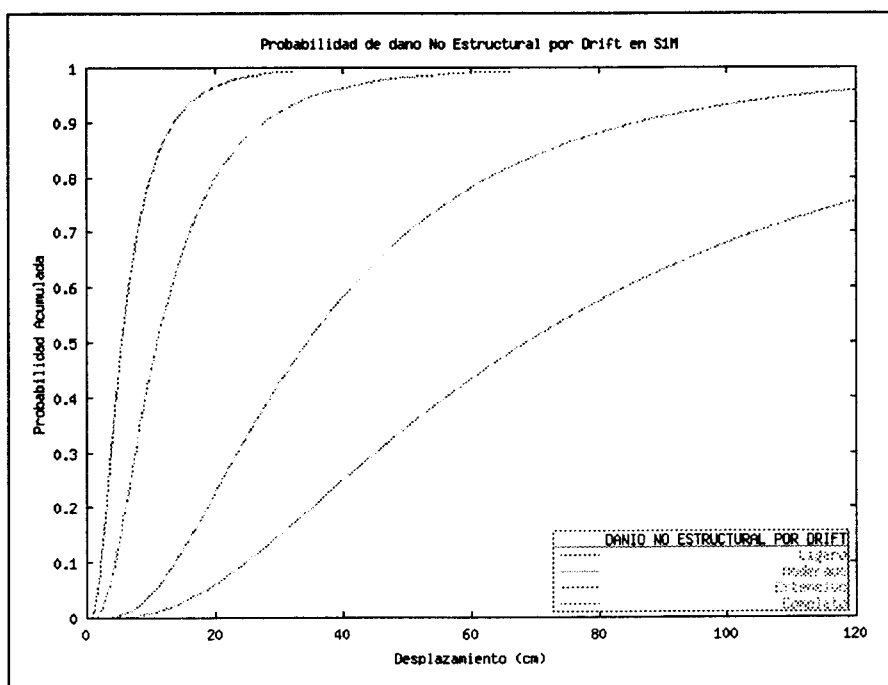


Figura 25 Curvas de fragilidad para determinar el daño en elementos no estructurales sensibles a distorsión de piso, para estructuras de acero de 5 pisos, con alto nivel de diseño sísmico.

Con los desplazamientos laterales S_d indicados en la tabla 6, se encuentra en la figura 25, el nivel de daño que se espera en los elementos no estructurales, los mismos que se indican en la figura 27, a la izquierda para la edificación de acero situada en Bogotá y a la derecha para cuando se encuentra en Quito.

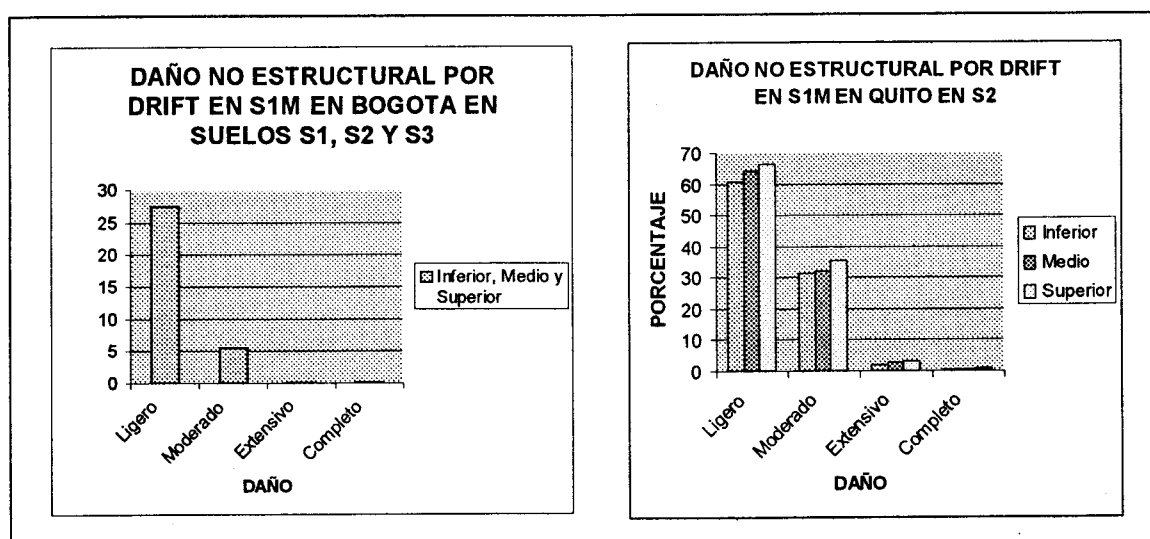


Figura 26 Variación de los niveles de daño no estructural en elementos sensibles a distorsión de piso en una edificación de acero de 5 pisos con un alto nivel de diseño sísmico.

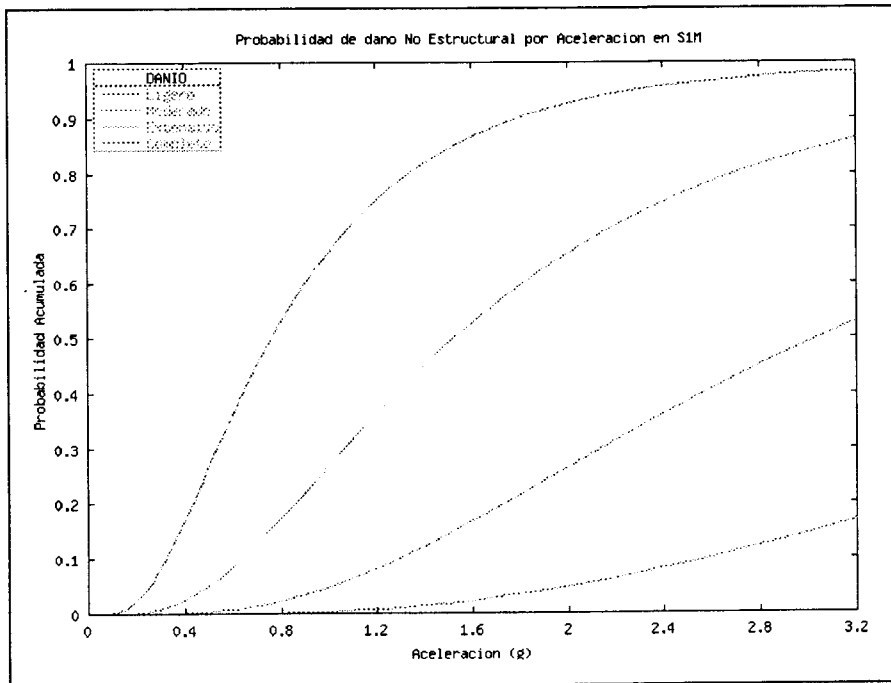


Figura 27 Curvas de fragilidad para determinar los niveles de daño no estructural en elementos sensibles a aceleración para una estructura de acero de 5 pisos con un alto nivel de diseño sísmico.

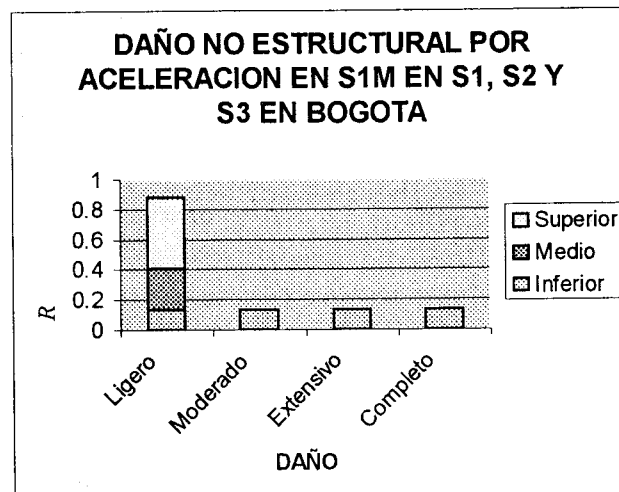


Figura 28 Daño no estructural en elementos sensibles a aceleración en estructura de acero de 5 pisos con alto nivel de diseño sísmico.

Ahora, con los valores de aceleración S_{am} , indicados en la tabla 6, se ingresa a la curva de fragilidad indicada en la figura 27 y se determinan los niveles de daño no estructural en elementos sensibles a aceleración, estos valores se indican en la figura 28 para la estructura de acero, ubicada en Bogotá y en la figura 29 para la estructura de acero situada en Quito.

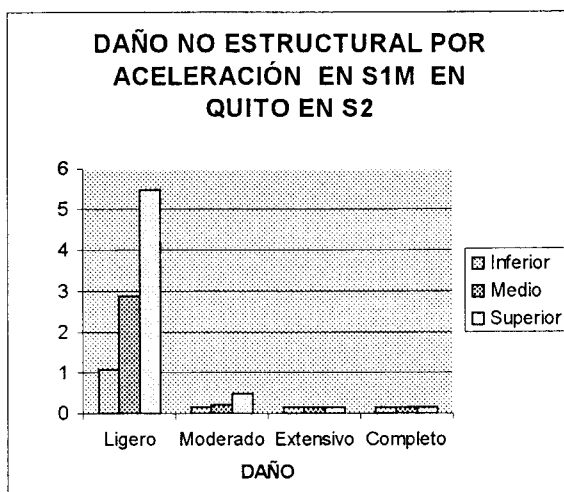


Figura 29 Daño no estructural en elementos sensibles a aceleración para la estructura de acero de 5 pisos ubicada en Quito.

9 CONCLUSIONES

Se aspira a que con el uso del sistema de computación CEINCI3, se minimice en parte las enormes pérdidas que han dejado los sismos en los Países Bolivarianos. Se puede trabajar a nivel de estructuras existentes para ver su vulnerabilidad sísmica y si necesita ser reforzada la construcción. También se puede trabajar a nivel de diseño, para verificar el desempeño de la misma.

De igual manera, con el sistema de computación CEINCI3, se puede analizar el comportamiento de la estructura para los sismos especificados en las Normativas de Venezuela de 2001, de Colombia de 1998, de Ecuador del 2000 y de Perú de 1997. Existen varios caminos para realizar el análisis, especialmente en estructuras de hormigón armado. El sistema CEINCI3 permite evaluar daño en 36 tipologías estructurales con la base de datos de HAZUS 99.

Con el sistema de computación CEINCI3, se aspira haber aportado en forma efectiva, en el campo de la Prevención Sísmica y del Diseño Sismo Resistente, en los Países Bolivarianos.

REFERENCIAS

1. R. Lozada, "Mitigación del riesgo sísmico de la ciudad de Pujilí", *Tesis de Grado. Facultad de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica del Ejército*, 204 p, Valle de los Chillos, Ecuador, 2001.
2. ISC, "Bulletin of the International Seismological Centre Database Access Program", *Internet* <http://www.isc.ac.uk>, 2001.
3. R. Bonilla, O. López, E. Castilla, R. Torres, A. Marinilli, W. Annicchiarico, F. Garcés y Z. Maldonado, "El terremoto de Cariaco del 9 de Julio de 1997", *Boletín Técnico. Instituto de Materiales y Modelos Estructurales. Universidad Central de Venezuela*, **38 (2)**, 1-50, Caracas, 2000.
4. R. Aguiar, M. Torres, M. Romo y P. Caiza, "El sismo de Bahía", *Centro de Investigaciones Científicas. Publicación Especial sobre el sismo del 4 de agosto de 1998. Escuela Politécnica del Ejército*, 125 p, Valle de los Chillos, Ecuador, 1999.

5. R. Aguiar, "Sismo de Colombia. Eje Cafetero 1999", *Centro de Investigaciones Científicas. Publicación Especial sobre el sismo del 25 de enero de 1999. Escuela Politécnica del Ejército*, 164 p, Valle de los Chillos, Ecuador, 1999.
6. Internet, "Ubicación de la zona de réplicas del sismo de Nazca de 1996", <http://cns.igp.gob.pe>
7. Internet, "Observatorio de San Calixto", <http://www.fdsn.org/station>
8. R. Bonilla, "Comunicación por correo electrónico, sobre trabajo realizado por A. Malaver", Caracas, 2001.
9. O. Cardona, "Terremoto de Armenia, Colombia, 25 de enero de 1999: Lecciones preliminares para la Ingeniería Sísmica y la Prevención de Desastres", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras. Editores: A. Barbat y R. Aguiar*, 3 (2), 115-134, 1998.
10. H. Tavera et al, "El Terremoto de Arequipa del 23 de Junio de 2001", *Instituto Geofísico del Perú. Informe Preliminar*, Internet, 2001.
11. Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001), "Edificaciones Sismorresistentes. Norma Covenin 1756-98", *MIMDUR – FUNVISIS - COVENIN*, 95 p + Comentarios, Caracas, Venezuela, 2001.
12. NSR-98, "Normas colombianas de diseño y construcciones sismo resistente", *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica*, Tomo 1, Colombia, 1998.
13. R. Aguiar "Zonificación y espectros elásticos para diseño sísmico en países bolivarianos", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras. Editores: A. Barbat y R. Aguiar*, 5 (1), 61-85, 2000.
14. Norma Técnica de Edificación E.030, "Diseño Sismorresistente", *Reglamento Nacional de Construcciones*, Perú, 1997.
15. R. Aguiar, "Capacidad resistente de estructuras sometidas a cargas laterales: Programa CEINCI2", *Cuarto Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción*, 84-90, Mendoza, Argentina, 1999.
16. L. Esteva, " Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos", *XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 28p, Morelia, México, 1999.
17. M. Calvi, " Seminario Internacional de Diseño Sismorresistente y Rehabilitación de Edificios y Puente", *Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional del Cuyo*, 119 p, Mendoza, Argentina, 2000.
18. M. Roufaiel and C. Meyer, " Analytical modelling of hysteretic behaviour or R/C frames", *Journal of Structural Division, ASCE*, 113 (3), 429-444, 1987.
19. J. E. Stephens and J. T. P. Yao, " Damage assessment using response measurements", *Journal of Structural Division, ASCE*, 113 (4), 787-801, 1987.
20. P. Wang, S. Shah and A. Naaman, "High-strength concrete in ultimate strength design", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 107(87), 1761-1773, 1978.
21. D. Kent and R. Park, "Flexural members with confined concrete", *Jorunal of Structural Engineering ASCE*, 97 ST7, 1969-1990, 1971.
22. Y. Park, A. Reinhorn and S. Kunnath " IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame shear-wall structures", *National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York*, Technical Report NCEER-87-0008, 1987.

23. S. Kunnath, A. Reinhorn and R. Lobo " IDARC Version 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures", *National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York*, Technical Report **NCEER-92-0022**, 1992.
24. Y. S. Chung, M. Shinozuka and C. Meyer " SARCF User's Guide: Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames", *National Center for Earthquake Engineering Research*, Technical Report **NCEER-88-0044**, State University of New York at Buffalo, 1988.
25. R. E. Valles, A. Reinhorn, S. Kunnath, C. Li and A. Madan, " IDARC2D Version 4.0: A computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings", *National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York*, Technical Report **NCEER-96-0010**, 1996.
26. R. Aguiar, "Comportamiento sísmico del hormigón armado", *Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército*, **CEINCI-04-96**, 55 p, Valle de los Chillos, Ecuador, 1996.
27. R. Aguiar, "Evaluación del Daño en Edificios y Desempeño Sísmico. Programa de Ordenador CEINCI3", *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. CIMNE IS-45*, 107 p, Barcelona, 2001.
28. M. Rodríguez, " A Measure of the capacity of earthquake ground motions to damage structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **Vol 23**, 627-643, 1994.
29. P. Fajfar y P. Gaspersic, " The N2 Method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **Vol 25**, 31-46, 1996.
30. S. A. Freeman, J. P. Nicoletti and J. V. Tyrell, "Evaluation of existing buildings for seismic risk-A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington", *Proc., 1st. U.S. Nat. Conf. On Earthquake Engrg*, 113-122, 1975.
31. S. A. Freeman, "Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion", *American Concrete Institute*, Publ. **SP-55**, 508-605, 1978.
32. ATC, "Seismic evaluation of concrete buildings", *Rep. ATC-40, Applied Technology Council*, Redwood City, California, 1996.
33. N. Newmark and W. J. Hall, "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities", *4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile, 1969.
34. N. Newmark and W. J. Hall, "Earthquake resistant design of nuclear power plants", *The assesment and mitigation of earthquake risk*, Chapter 10, UNESCO, 1978.
35. A. Chopra and R. Goel, "Evaluation of NSP to Estimate Seismic Deformation: SDF systems", *Journal of Structural Engineering ASCE*, **126 (4)**, 482-490, 2000.
36. Comité VISION 2000, " Performance Based Seismic Engineering of Buildings", *Structural Engineers Association of California*, **Volume I**, 1995.
37. FEMA 273 y 274 NEHRP, " Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", *Federal Emergency Management Agency*, 1996.
38. Hazus 99, "Earthquake Loss Estimation Methodology", *Federal Emergency Management Agency FEMA and National Institute of Building Sciences NIBS*, **Vol 5, Chapter 5**, Washington DC, 1999.

OBJETIVOS DE LA REVISTA

Los editores de los editores publicar en esta revista trabajos destacados en el campo de la ingeniería de estructuras desarrollados en el ámbito hispanoamericano. En particular se pretende estimular la publicación de artículos sobre la aplicación de técnicas avanzadas en este campo, como, por ejemplo, el diseño sísmico mediante sistemas de aislamiento de base, disipadores o sistemas de control activo, la modelación de las acciones excepcionales, la evaluación de la seguridad de las estructuras sometidas a tales acciones, identificación de sistemas, etc. Otros temas a los que los editores darán prioridad son la consideración de incertidumbres en los modelos estructurales, problemas de interacción suelo-estructura, resultados de investigaciones experimentales, estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico, etc. Sin embargo, los autores pueden sentirse libres para enviar cualquier trabajo de investigación que consideren como un aporte de interés en el campo.

NORMAS PARA LOS AUTORES

- El manuscrito de los artículos debe estar escrito en español y enviarse a uno de los editores.
- Se proporcionarán a los autores quince copias de cada artículo sin ningún sobrecargo.
- Los manuscritos deberán enviarse por triplicado, juntamente con los originales de gráficas y fotografías.
- El título debe ser seguido por el nombre del (de los) autor(es), lugar de trabajo y dirección. Toda la correspondencia se remitirá al primer autor a menos que se indique lo contrario.
- El artículo deberá ir precedido por un Sumario, con una extensión máxima de 150 palabras y por una versión en inglés del mismo (Abstract).
- Todas las gráficas y/o fotografías deben ser de buena calidad y deberán identificarse claramente, escribiendo a lápiz por detrás el nombre del autor y el número de orden dentro del artículo. Deben enviarse originales (no fotocopias) de las figuras, las cuales tendrán aproximadamente dos veces el tamaño definitivo. El texto de las figuras debe ser suficientemente claro, de forma que permita ser reducido en la misma proporción.
- Es responsabilidad del autor el obtener permiso para utilizar material que haya aparecido en otra publicación.
- Las tablas deberán numerarse consecutivamente y tendrán la correspondiente cabecera.
- Las referencias deben incluirse en el texto por nombre de los autores y año de aparición. Se agruparán todas al final del artículo según el orden alfabético de los autores, en la siguiente forma:
 - Bozko, L. M. y Mahin, S. (1990). "Design of Frictional Base Isolation Systems", *4th US National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, 549-557.
 - Kelly, J. M. (1993). *Earthquake-resistant design with rubber*, Springer-Verlag, London.
 - Lekha, A. S., Constantinou, M. C. y Reinhorn, A. M. (1988). *Teflon Bearings in Aseismic Base Isolation: Experimental Studies and Mathematical Modeling*, Report NCEER-88-0038, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo.
 - Wen, Y. K. (1976). "Method for random vibration of hysteretic systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, **102**, 249-263.
- Se recomienda definir los símbolos a medida que aparezcan en el texto, aunque puede incluirse una lista de símbolos en un Apéndice.
- No se devolverán los manuscritos o figuras a los autores, a menos que se solicite dicha devolución cuando se remita el manuscrito por primera vez.
- Los comentarios sobre artículos publicados pueden enviarse a la sección de "Cartas al Editor" (máximo 500 palabras por artículo). Se recibirán, asimismo, con agrado, comentarios relativos a publicaciones recientes e información sobre cursos y congresos.
- Los artículos de menos de seis páginas se clasificarán como "Comunicaciones breves". Estos artículos seguirán el proceso de revisión normal, pero tendrán prioridad para ser publicados.
- Si los autores desean enviar los artículos en T_EX, preparados para su publicación directa (camera-ready), deberán solicitar los macros correspondientes a los editores. En este caso será posible acelerar su publicación. En caso contrario, se aconseja enviar el artículo escrito mediante editores de texto tales como Word o WordPerfect e igualmente enviar un diskette con el texto del artículo en formato ASCII.

Ingeniería de estructuras

Sumario

Volumen 7, número 1, 2002

- | | |
|---|----|
| Espectros de diseño sísmico para la ciudad de Medellín
<i>Juan Diego Jaramillo</i> | 1 |
| Análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Warth mediante un método simplificado de estimación del daño
<i>Consuelo Gómez Soberón, Sergio Oller y Alex Bardat</i> | 21 |
| Vulnerabilidad sísmica estructural y diseño del refuerzo sismorresistente de la Catedral Basílica de Manizales, Colombia
<i>Omar Darío Cardona</i> | 47 |
| Inestabilidad de pórticos espaciales
<i>Juan A. Ronda, Carlos A. Prato y Luis A. Godoy</i> | 67 |
| Evaluación de daño sísmico en los Países Bolivarianos. Sistema de computación CEINCI3
<i>Roberto Aguiar Falconi</i> | 87 |